

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

30. JAHRGANG

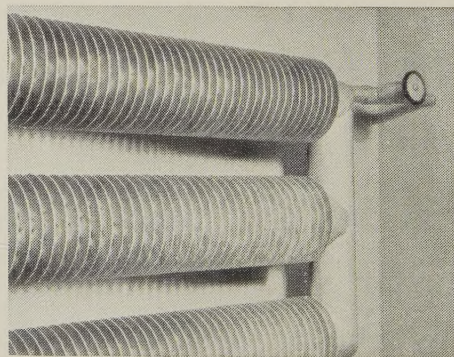
NOVEMBER 1955

HEFT 11





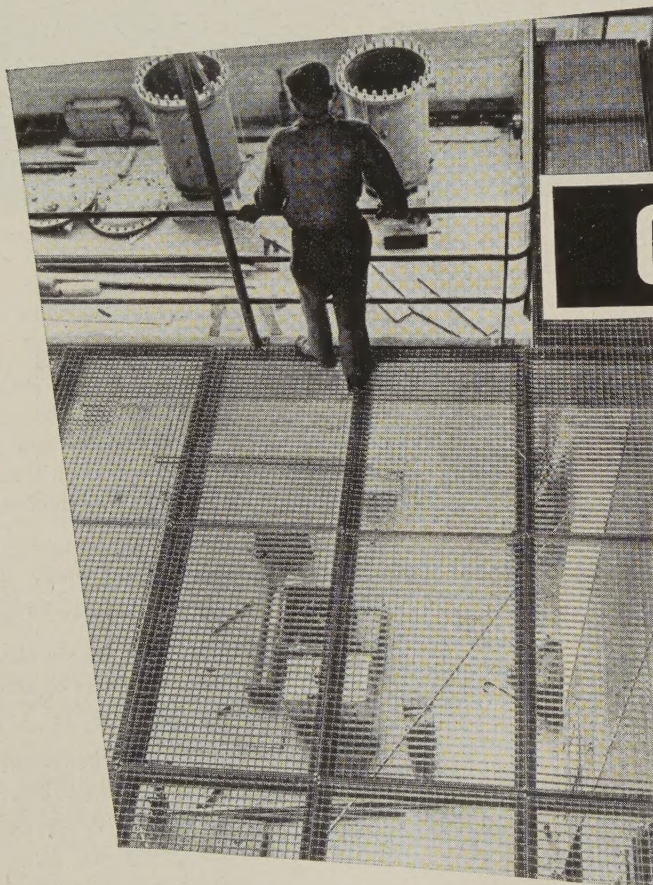
Ein wesentlicher Beitrag
zur Senkung Ihrer Betriebskosten
liegt in der
guten Wärmeübertragung
unserer Stahl-Spiralrippenrohre.
Seit Jahrzehnten
gehören Stahl-Spiralrippenrohre
zu unserm
Herstellungsprogramm.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF



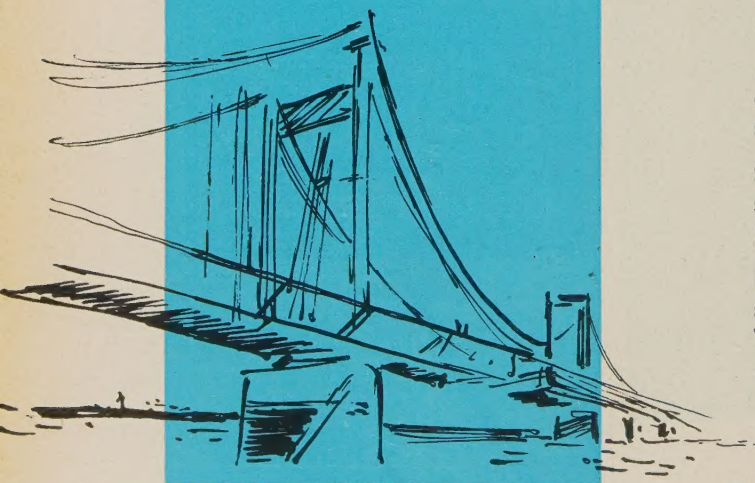
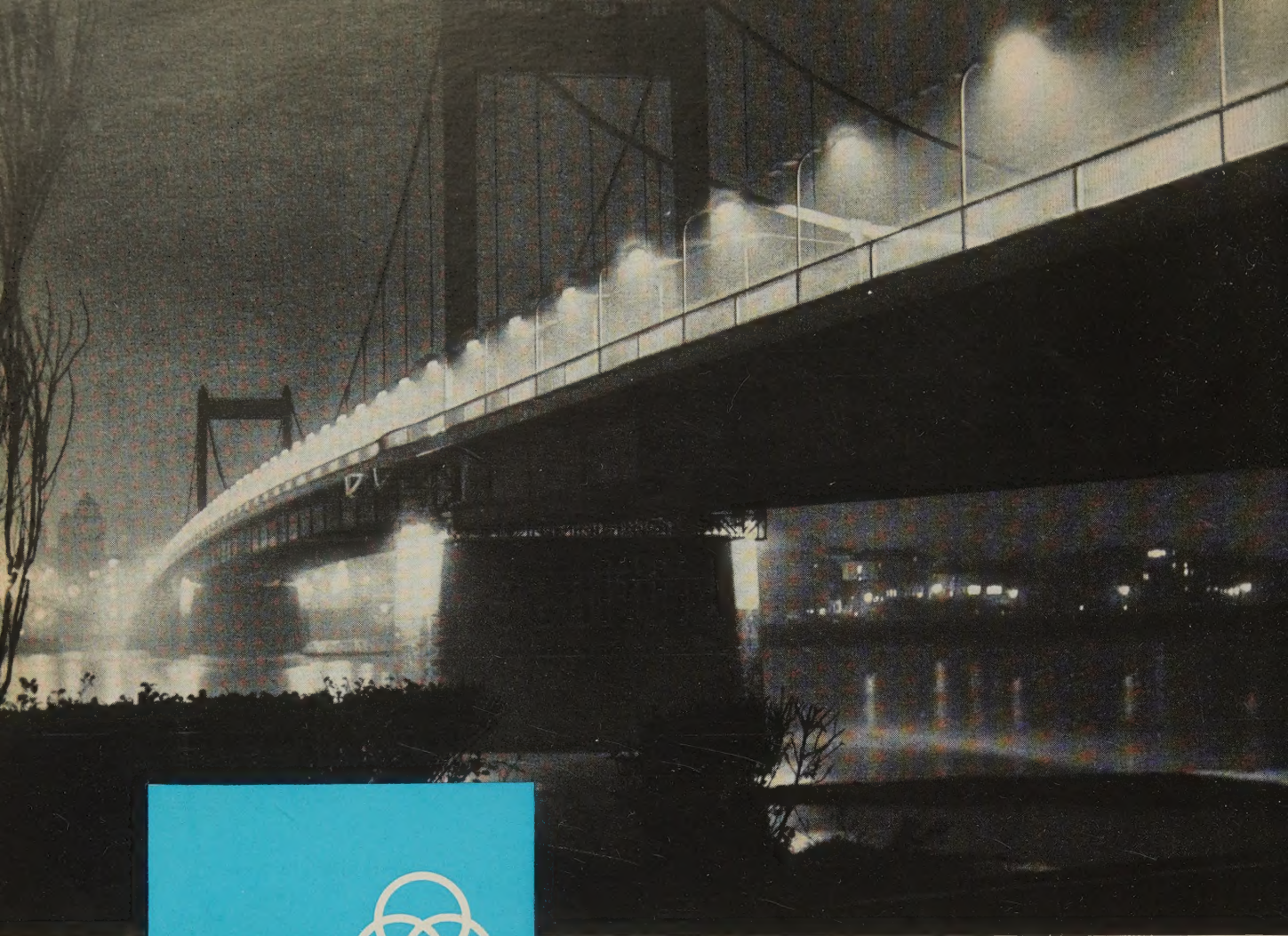
kittlose Glasdächer



Gitterroste

**für Hallen-und
Industriebauten
aller Art**

J. EBERSPÄCHER
ESSLINGEN/NECKAR



Rhein-Straßenbrücke Duisburg-Ruhrort—Homberg
Zügelgurtbrücke
Stützweiten 128,4 + 285,5 + 128,4 m
Gewicht: 6911 t
(Gemeinschaftsarbeit)

STÄHLERNE ELEGANZ

Wenn auch immer Zweck und Kosten die bestimmenden Faktoren im Stahlbrückenbau gewesen sind, so hat der Wille zur Schönheit doch ebenso zu seiner Entwicklung beigetragen.

Dem kühnen Schwung und der eleganten Leichtigkeit, mit denen moderne Stahlbrücken Flüsse, Täler und Seen überspannen, kann man sich schwerlich entziehen.

Stahl ist in der Hand schöpferischer Konstrukteure ein Baustoff, mit dem sie es vermögen, ihre Werke zweckmäßig und harmonisch in die Landschaft einzufügen.

Durch eine große Zahl moderner Brückenschöpfungen hat sich unsere Firma weltweiten Ruf erworben — auch am Wiederaufbau der im Kriege zerstörten Rheinbrücken hat sie maßgebenden und führenden Anteil.

FRIED. KRUPP

MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Bauglas

Ein Baustoff und seine Anwendung

Von Dr.-Ing. E. h. Otto Völckers, München

Bauglas im weitesten Sinn ist alles im Bauwesen verwendbare Silikatglas, ohne Rücksicht auf Herstellungsweise, äußere Erscheinung und Sondereigenschaften. Das Normblatt „DIN 1249 Bauglas“, das in seinen früheren Ausgaben (April 1930, September 1932) unter Bauglas nur gezogenes Fensterglas (Tafelglas) verstanden wissen wollte, ist in neuer Fassung (August 1952) mit der Überschrift „Tafelglas“ versehen worden (DIN 1249 wie früher), eben weil die Bezeichnung Bauglas mit Recht auch für andere Erzeugnisse der Glasindustrie beansprucht wird.

Das heutige Angebot an Bauglas umfaßt sehr verschiedene Arten: vom dicken schußfesten Panzerglas bis zur seidenweichen und leichten Glasfaser. Es enthält außer der normalen Massenware eine ganze Reihe von Gläsern für bestimmte Zwecke und mit Sondereigenschaften wie Wärmedämmung, Lichtlenkung, Splitterschutz usw. Da Eigenschaften und Formen meist vom Herstellungsvorgang bedingt sind, läßt sich eine erste Übersicht schon daraus gewinnen, daß man weiß, ob ein Glas geblasen, gezogen, gegossen, gepreßt, zerfasert oder nachträglich irgendwie weitergeformt worden ist. Dazu wäre aber eine Beschreibung all dieser Arbeitsvorgänge erforderlich, die hier in Kürze nicht gegeben werden kann.

Für praktische Zwecke ist indessen die Frage „durchsichtig oder nicht?“ als Richtschnur wohl zu brauchen. Die Übersichtstabelle 1 bezieht also diese optische Grundeigenschaft mit ein. Dann folgt in Tabelle 2 eine Zusammenstellung nach bestimmten Eigenschaften, die sich ganz allgemein oder in bestimmten Fällen als besonders erwünscht herausstellen können.

Wie die beiden Tabellen zeigen, ist das Angebot so vielgestaltig, daß im Rahmen eines knapp gehaltenen Berichts auf Einzelheiten in voller Breite nicht eingegangen werden kann. Für diese muß auf die von den Hütten und Verbänden herausgegebenen und kostenlos erhältlichen Prospekte und sonstigen Druckschriften verwiesen werden. Bezugsquellen dafür sind:

Fachverband der Fensterglasindustrie, Frankfurt/Main, Untermainkai 12; bes. die Druckschrift „Tafelglas-Daten, Zahlen und Schaubilder“.

Agentur für Gußglas, Düsseldorf, Couvenstraße 4; bes. deren „Gußglas-Fotothek“.

Glasfaser-Gesellschaft m.b.H., Düsseldorf, Postfach 9568.
Spiegelglas-Verkaufsagentur, Köln, Machabäerstraße 36.
Vereinigte Glaswerke Aachen, Oppenhoffallee 143; bes. deren „Kleines Sunfix-ABC“.

Gute Unterrichtung über Bauglas bietet sodann das reich bebilderte „Große ABC des Bauens“ von L. Sautter, Bd. I, Abt. 14, und die ebenfalls sämtliche Baugläser umfassende katalogartige Darstellung mit dem Titel „Glas im Bau“; sie ist mit allen praktisch notwendigen Sachangaben, Zahlen usw. ausgestattet.

Im folgenden sollen aus dem Gesamtgebiet einige Fragen herausgegriffen werden, die für den Baufachmann besonders wichtig sind.

Strahlung und Beleuchtung

Das Glas hat die in mehrfacher Hinsicht sehr bedeutungsvolle Aufgabe, gebaute Räume mit Tageslicht und Sonne zu versorgen; die Frage nach der Lichtausbeute hinter Glas steht daher mit an erster Stelle. Es kommt darauf an, wieviel und welche Art natürlicher Strahlung vom Glas durch-

gelassen wird und wie sich das Licht unter dem Einfluß des Glases im Raum ausbreitet.

Das Diagramm (Abb. 1) zeigt die spektrale Durchlässigkeit eines normalen Fensterglases MD (mittlere Dicke = 2,8 mm). Im sichtbaren Bereich der Gesamtstrahlung läßt es bis zu 93 % des von außen auftreffenden Lichtstroms durch; der Verlust von 7 % kommt teils durch die geringfügige Absorption im Glas selbst, teils durch Reflexion an den beiden Glasflächen zustande. Mit wachsendem Lichteinfallswinkel nimmt die Reflexion zu und demgemäß die Lichtausbeute ab. Man muß also in den unteren Stockwerken von Gebäuden mit eingeeengtem Horizont (enge Straßen und Höfe, hohe Bäume, Gelände an Berghängen usw.) mit einem geringeren Lichtertrag rechnen oder die Fensterflächen entsprechend vergrößern.

Tabelle 1. Bauglas. Übersichtstafel. □ = klar durchsichtig
■ = undurchsichtig
▨ = unklar durchsichtig bis durchscheinend

Gruppe	Formgebungsweise	Bezeichnung	Durchsicht
Flachglas	mundgeblasen und gestreckt	Farbgläser, Antikglas u. ä.	□ ▨
	maschinell gezogen	Tafelglas (Fensterglas, Dickglas)	□
		Spiegelglas aus Dickglas	□
	weiterbearbeitet und verarbeitet	Sondergläser aus Tafelglas	▨
		Verspiegeltes Tafelglas	■
		Verbund-Sicherheitsgläser aus Tafelglas	□
		Doppelscheiben aus Tafelglas	□ ▨
	gegossen und gewalzt	Gußglas (Rohglas, Ornamentglas u. a.)	▨
		Drahtglas	▨
		Wandglasplatten	■
		Spiegelglas	□
		Drahtspiegelglas	□
		Farbiges Spiegelglas	□
		Verspiegeltes Spiegelglas	■
		Sicherheitsgläser aus Spiegelglas	□
		Doppelscheiben aus Guß- und Spiegelglas	□ ▨
Preßglas	in Stahlformen gepreßt oder eingeblasen	Betongläser	▨
		Glasbausteine mit Lufthohlraum	▨
		Glasdachziegel	▨
Glasfaser	düseengeblasen geschleudert gesponnen	Glaswolle Glaswatte Glasgespinnst und daraus gefertigte Bauelemente	

Tabelle 2. Gläser für besondere Zwecke.

1 Verschleierte Durchsichtigkeit	Mattgläser aus Tafelglas — Eisblumenglas — alle Guß- und Preßgläser — dunkelfarbiges Spiegelglas (z. B. stahlgrau)
2 Lichtstreuung und Lichtlenkung	Mattgläser aus Tafelglas — Gußglas (bes. die entsprechend profilierten Muster wie „Listral“ u. a.) — Doppelscheiben mit durchscheinenden Einlagen (Thermolux, DIG)
3 Lichtgebende Raumumschließungen	Großflächige bewegliche oder feste Fenster, Glaswände und Oberlichte — senkrechte Wände aus Glasbausteinen — Decken und Dächer in Glas-Stahlbeton
4 Verstärkte Wärme- und Schalldämmung	Klar durchsichtige Doppelscheiben (Thermopane, CUDO) — Doppelscheiben mit Zwischenlagen (Thermolux, DIG) — Glasfaser-Baustoffe in Wänden und Decken — Glasbausteine mit Lufthohlraum
5 Verringerte Wärmeeinstrahlung	Ultrarot-absorbierende Sondergläser (Katacalor, Contracalor, Exuro) — Doppelscheiben mit Einlagen — Glasbausteine mit Lufthohlraum
6 Sicherheit gegen mechanische Beschädigung	Splitterschutz: Drahtglas, Drahtspiegelglas, Verbundgläser — Vor gespanntes Glas — Einbruchschutz: Verbundgläser mit oder ohne Stahlfäden — Schutz gegen Beschuß: mehrschichtige Verbundgläser (Panzerglas)
7 Sicherung gegen Einblick	Halbverspiegeltes Tafel- oder Spiegelglas (Einweg-Glas) mit Durchsicht nur vom Dunklen ins Helle, umgekehrt nicht
8 Wandbelag aus Glas	Fliesen und Platten aus undurchsichtigem (opakem) Glas in sechs bis sieben Farbtönen — geschliffen und poliert nur in Schwarz
9 Tragfähige Glaskonstruktionen	Glasstahlbeton-Bauteile mit Betongläsern bis zu Verkehrslasten von 500 kg/m ² (nicht zulässig für Geschoßdecken und Hofunterkellerungen, die als „verglaste Stahlbetongerippe“ berechnet werden müssen)
10 Gebogenes Glas	Flachgläser einschließlich der Wandglasplatten und Verbundgläser können innerhalb bestimmter Abmessungen und Biegungradien gebogen werden

Während der Drucklegung sind auf dem Bauglasmarkt als bemerkenswerte Neuheiten erschienen: Zwei für ultraviolette Strahlung weitgehend undurchlässige Flachgläser (Uva 2 und OR 4) und eine weitere Doppelscheibe mit dem Markennamen „Gado“ (= Ganzglasdoppelscheibe).

In den unsichtbaren Strahlungsbereichen geht auf der ultravioletten Seite die Durchlässigkeit von etwa 375 m μ Wellenlänge an allmählich zurück, während die ultrarote Wärmestrahlung weitgehend durchgelassen wird, um bei 2600–2800 m μ ziemlich plötzlich ausgelöscht zu werden. Das bedeutet praktisch: die Wärmezufuhr durch Glas kann erhebliches Ausmaß annehmen, vor allem wenn bei tiefstehender Sonne (also etwa von Westen her) die Strahlung mehr oder weniger senkrecht auf das Glas trifft; man muß also dagegen Vorsorge treffen. Im Herbst, Winter und Frühjahr bietet aber eben diese Wärmezustrahlung einen

beachtenswerten Beitrag zur Heizung (vgl. unten bei „Kälte- und Hitzeabwehr“).

Das Diagramm (Abb. 1) trifft hinsichtlich der spektralen Durchlässigkeit *cum grano salis* für alle üblichen Flachgläser zu. Gußglas hat bei einigen Mustern ebenfalls bis 92 % Durchlässigkeit im sichtbaren Licht, Drahtglas bis 82 %, Glashohlsteine etwa 75 %, Betongläser 84 %. Viele dieser Gläser haben aber besondere lichttechnische Eigenschaften vor allem die einer mehr oder minder ausgeprägten Lichtstreuung und Lichtlenkung, d. h. fensternahe Plätze sind bei ihnen zwar weniger hell beleuchtet als hinter normal durchsichtigen Scheiben, dafür wird aber der Raum nach der Tiefe zu aufgehellert und das Licht gleichmäßiger im Raum verteilt.

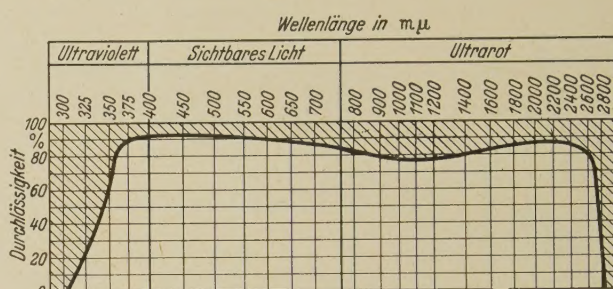


Abb. 1. Strahlungs-Durchlässigkeit von normalem Fensterglas.

Ganz undurchsichtige Verglasungen von Räumen für dauernden Aufenthalt von Menschen muß man vermeiden; sie rufen das höchst unangenehme Gefühl des Eingesperrt- und von der Umwelt Ausgesperrtseins hervor, durch das Arbeitslust und -leistung keinesfalls gefördert werden. Man wird also stets in geeigneter Höhe (Augen- oder Kopfhöhe) eine Zone klar durchsichtiger Fenster oder Scheiben anordnen.

Aus der Praxis kommen häufig noch Anfragen wegen ultraviolett-durchlässiger Gläser. Es gab nämlich am Ende der 20er Jahre etwa ein Dutzend deutscher und ausländischer UV-Fenstergläser; aber dann zeigte sich, daß sie einerseits im Klima und unter den Strahlungsverhältnissen unserer Breiten hygienisch und biologisch so gut wie nutzlos, andererseits wirtschaftlich untragbar waren. Heute wird UV-Glas nur in kleinen Mengen und Formaten für wissenschaftliche Apparate u. ä., aber nicht mehr als Bauglas hergestellt. Dagegen gibt es wieder ultrarot-filternde Gläser (vgl. unten).

Festigkeitsfragen

Es ist nicht möglich, die mechanische Festigkeit von Glas und vor allem seine Biegefestigkeit in einfachen und präzisen Zahlenwerten anzugeben. Alle Belastungsversuche haben von jeher eine so große Streuung der Ergebnisse erbracht, wie es bei anderen Baustoffen kaum der Fall ist. Die Ursache liegt in der Natur des Glases: bei allen Formgebungsarten — sei es beim Blasen, Ziehen, Walzen oder Pressen — werden innere Spannungen entstehen, die sich auch bei sorgfältigster Kühlung nicht mit völliger Sicherheit wieder ausgleichen und dadurch Bereiche geringerer Widerstandsfähigkeit hinterlassen können, deren Vorhandensein und örtliche Ausdehnung sich der Beobachtung und Berechnung entziehen. Nur bei Glasbausteinen und Betongläsern ist eine Prüfung im polarisierten Licht tunlich und auch üblich, wobei alle Stücke mit stärker ausgeprägten inneren Spannungen ausgeschieden werden. Immerhin steht fest, daß Flachglas eine „theoretische Belastbarkeit“ oder „physikalische Biegefestigkeit“ von etwa 900 kg/cm² aufweist und daß als Richtwert für statische Berechnungen eine maximale Biegespannung von 300 kg/cm² empfohlen werden kann.

Regelrechte statische Berechnungen wird man nur bei großen Scheiben, z. B. für Schaufenster, oder bei Verglasungen in sehr hohen Gebäuden und bei starkem Windanfall, endlich auch für größere schräge bis waagrechte

erglasungen vorzunehmen haben, unter Zugrundelegung der in DIN 1055 festgelegten Lastannahmen. Für normale Verglasungen bis zu 3 m^2 Scheibenfläche hat der Fachverband der Fensterglasindustrie eine handliche Dickenmessungstafel herausgegeben, die auch dem Leitfaden "Tafelglas-Daten" beigeheftet ist. Sie beruht auf statischen Ermittlungen und praktischen Erfahrungen aus Handel und Handwerk. Denn diese sind — mögen sie auch dem Ingenieur als „Daumenpeilungen“ verdächtig erscheinen — auch heute noch unentbehrlich; der erfahrene Glasfachmann hat ein Gefühl dafür, welche Scheibendicke bei gegebener Flächengröße und gegebenem Format erforderlich ist.

Zu den zahlenmäßig erfaßbaren Werten tritt nämlich eine ganze Reihe von kaum berechenbaren Einflüssen. Die Elastizität einer Scheibe ist nicht allein von ihrer Flächengröße und Dicke abhängig, sondern auch vom Scheibenformat, d. h. vom Verhältnis der Seitenlängen. Bei gegebener Fläche und Dicke hat die quadratische Scheibe stets die geringste Widerstandsfähigkeit, und diese wächst mit zunehmender Schlankheit des Scheibenrechtecks. Man kann beispielsweise einer $0,7 \text{ m}^2$ großen Scheibe vom Seitenverhältnis $1:3$ (also etwa $48,5 \cdot 145 \text{ cm}$) dieselbe Belastung zumuten wie einer nur $0,4 \text{ m}^2$ großen Scheibe vom Seitenverhältnis $1:1$ (etwa $63,5 \cdot 63,5 \text{ m}$). Von Einfluß ist ferner die Beschaffenheit der Schnittkanten: diese können kleine, oft kaum sichtbare Einrisse (Einläufe) als mögliche Ursache späterer Sprünge aufweisen; sauberer, nachgerechter Schnitt — oder gar Kantenschliff — erhöht die Bruchsicherheit. An sich vom Glas unabhängig ist der Einfluß, den die Beschaffenheit des Rahmens auf die Haltbarkeit der Scheibe haben kann: die Falze müssen tadellos sauber ausgearbeitet sein, und vor dem Einsetzen der Scheibe sind etwaige Fremdkörper, wie erhärtete Kittrocken, Farbspritzer, bei Metallrahmen Schweißperlen und -wülste, zu beseitigen, denn sonst können sich „Druckpunkte“ — d. h. örtliche Überbeanspruchungen — bilden, die über kurz oder lang zum Bruch führen. Auch auf die Wärmedehnungsmöglichkeit ist, vor allem bei großen Scheiben, zu achten; niemals darf eine Scheibe in den Rahmen hineingezwängt werden. Für Glasbausteinwände und Glasstahlbeton-Bauteile gilt als lebenswichtiges Gebot, daß sie mit keinem tragenden anderen Bauteil starr verbunden sein dürfen.

Nimmt man nun dazu, daß der flächenhafte Winddruck — auf dem die statische Berechnung größtenteils fußt — allein wohl nur selten eine Scheibe zerbricht (sondern sie allenfalls aus einem zu knappen Falz herausdrückt) und daß viele andere Arten von mechanischer Beanspruchung — Anlehnen von Personen, Leitern, Fahrrädern usw., Zuschlagen von Fenstern, Steinwürfe und dergleichen) — rechtlich schlechterdings nicht erfaßbar sind, so wird man verstehen, daß die Festigkeit oder ganz einfach: die Haltbarkeit einer Glasscheibe niemals mit voller Sicherheit vorausberechnet werden kann.

Kälte- und Hitzeabwehr

Die heutige reichliche Glasanwendung hat die Frage nach den wärmetechnischen Folgen stark in den Vordergrund geschoben; Klagen über zu hohen Heizaufwand im Winter und Überhitzung im Sommer sind an der Tagesordnung. Es handelt sich hierbei um zwei sehr verschiedene physikalische Vorgänge: die Wärmeverluste entstehen wesentlich durch Fortleitung, die Zufuhren durch Einstrahlung. An der Fortleitung ist das Glas nur mitteilhaftig, bei der Einstrahlung spielt es eine Hauptrolle.

Die zur Eindämmung der Wärmeverluste seit etwa 50 Jahren bekannten Kasten-Doppelfenster, denen nach dem ersten Weltkrieg die handlicheren Verbundfenster folgten, haben mit dem Glas nur insoweit zu tun, als in ihnen das Glas in zwei Rahmen hintereinander auftritt mit einem verhältnismäßig breiten Luftpolster dazwischen; im wesentlichen arbeiten sie nur auf die Verminderung der Wärmeverluste durch Undichtigkeiten in Rahmen und Flü-

geln hin. Nun kann man aber in sehr vielen Fällen keine Doppelfenster anbringen ... an diesem Punkt ist nun, merkwürdiger spät, das Glas mit dem neuen Erzeugnis der Doppelscheiben eingesprungen.

Alle Doppelscheiben — es gibt deren heute fünf — sind grundsätzlich so aufgebaut: Zwei Scheiben beliebiger Art (Tafel-, Guß- oder Spiegelglas) werden durch einen „Verbundrand“ (meist aus Metall) in einem Abstand von 4 bis max. 12 mm so zu einer Verglasungseinheit verbunden, daß der Zwischenraum vollkommen dicht nach außen abgeschlossen ist. Er ist entweder mit lichtdurchlässigem Glasgespinst oder mit ebensolchen Kunststoffolien gefüllt — dann sind die Scheiben undurchsichtig —, oder aber mit künstlich getrockneter Luft — dann sind die Scheiben klar durchsichtig, soweit zu ihrer Herstellung Tafel- oder Spiegelglas verwendet wurde. In keinem Fall bildet sich an den unzugänglichen Innenflächen ein Feuchtigkeitsfilm (Schwitzwasser), wofür Garantie geleistet wird. Die klare Durchsicht bleibt also auch gewahrt.

Die Wärmedämmung von Doppelscheiben ist beträchtlich: es sind Wärmedurchgangszahlen von $k = 3,10$ bis $k = 1,40$ und noch darunter ermittelt worden. Was das bedeutet, kann man ermessen, wenn man weiß, daß die Wärmedurchgangszahlen einfacher Scheiben zwischen 6,51 und 6,15 liegen (nach der in DIN 4701, Ausgabe Juli 1947, vorgeschriebenen Berechnungsweise). Hinsichtlich der Wärmebedarfsrechnung besteht noch einige Unklarheit, weil DIN 4701 noch keine Werte für Fenster mit Doppelscheiben enthält; wenn man sichergehen will, muß man wohl die Wärmeverluste durch Scheibe, Rahmen und Fugenlängen einzeln errechnen und addieren.

Der Wärmedämmung ist auch ganze oder teilweise Festverglasung zweifellos sehr förderlich. In der geltenden Fassung von DIN 4701 kommt das leider nicht mehr zum Ausdruck, weil die frühere Unterscheidung zwischen „Fugen normaler Durchlässigkeit“ und „Fugen vollständig abgedichtet“ aufgegeben worden ist. Dabei liegt es doch klar auf der Hand, daß ein normal verglastes Einfachfenster eine viel ungünstigere Wärmedurchgangszahl haben muß als eine festverglaste Fensteröffnung mit einer Doppelscheibe. Daß moderne Metallfenster dichter schließen als Holzfenster, ist auch in DIN 4701 anerkannt. Am Rande bemerkt sei noch, daß auch beim Glas Wärmedämmung und Schalldämmung meist Hand in Hand gehen.

Mit Doppelscheiben kann man Doppelfenster-Konstruktionen einsparen; man muß nur auf genügend breite und tiefe Falze für die entsprechend dickeren Doppelscheiben achten. Eine dem Verfasser vorliegende genaue Kalkulation ergibt zwar, daß ein mit einer Doppelscheibe ausgestattetes Einfachfenster aus Holz etwas teurer wird als ein normal verglastes Verbundfenster aus Holz; dem steht aber die bequemere Handhabung und Instandhaltung (Putzen, Anstrich usw.) des Doppelscheibenfensters zur Aufrechnung gegenüber.

Abb. 1 hat die starke Durchlässigkeit von Flachglas für Wärmestrahlung (Ultrarot) gezeigt. Es besteht Anlaß, das zu betonen, denn durch diese Glaseigenschaft entstehen manche Unzuträglichkeiten. Wer beispielsweise eine „ganz in Glas aufgelöste“ Hausfront ungeschützt der Ost- oder gar der Westsonne aussetzt, der darf sich nachher nicht wundern, wenn es in den Räumen dahinter zeitweilig unerträglich heiß wird. Innere Vorhänge sind nur ein unvollkommenes Schutzmittel; wenn an Ost- oder Westfronten große Glasflächen verlangt werden, muß man zusätzliche Vorrichtungen anbringen: Klapp- oder Rolläden, Markisen oder die sehr schätzenswerten Lamellenstores oder Markisoletten. Viel einfacher ist es bei Südfronten (SSO—SSW); hier kann man durch bauliche Vorsprünge in Form von Dachüberständen, Veranden, durchlaufenden Balkons oder eigenen Schattengesimsen hinreichenden Schatten für den Hochsommer erzielen, denn in unseren Breiten genügen dazu schon Vorkragungen um 1 m herum (genau berechenbar auf Grund der geographischen Breite

des Orts und der gewünschten „Schattenperiode“). Damit wird die Sonne im Winter und den Übergangszeiten nicht ausgesperrt, was wichtig genug ist, da die Wärmestrahlung bekanntlich auch im Winter, und zwar nicht nur an wolkenlosen Tagen, aktiv ist, wovon schon oben die Rede war.

Ultrarot-filternde, also gegen Wärmestrahlung schützende Sondergläser sind zur Zeit zwei im Handel; sie absorbieren in der Tat den größten Teil der zugestrahlten Wärme. Aber sie sind grünlich gefärbt, was nicht überall erwünscht ist, sperren naturgemäß auch im Winter die dann sehr erwünschte Einstrahlung aus und schaffen im ganzen ein biologisch „unnatürliches“ Lichtklima. Wenn sie also für Räume zum dauernden Aufenthalt von Menschen nicht empfohlen werden können, so eignen sie sich um so besser für Lagerräume aller Art, für Bücherspeicher, Archive und viele ähnliche Zwecke. Unter dem Einfluß der Strahlung erwärmen sie sich ziemlich stark; es muß daher für genügend Spielraum zwischen Rahmen und Scheibe gesorgt sein, damit sie sich ungehindert ausdehnen können.

Auch Glasbausteine und die Doppelscheiben mit lichtstreuenden Zwischenlagen haben bis zu einem gewissen Grad ultrarot-dämmende Eigenschaften. Endlich muß zum Kapitel „Wärme“ noch auf die in verhältnismäßig kurzer Zeit zu erstaunlicher Vielseitigkeit entwickelten Glasfaserbaustoffe als Wärme- und Schallschuttmittel ausdrücklich hingewiesen werden.

Sicherheit

Die erste Sicherheit, die von einem spröden Stoff wie Glas gefordert werden kann, ist die, daß bei etwaigem Bruch das Heraus- oder Herabfallen von gefährlichen Splittern und Scherben verhindert wird. Dieser Forderung entspricht schon das älteste unter den „Sicherheitsgläsern“, das Drahtglas, dessen eingewalztes Drahtnetz oder -gewebe die Bruchstücke zuverlässig festhält. Drahtglas ist als Gußglas undurchsichtig, kann aber durch Schleifen und Polieren zu Draht-Spiegelglas veredelt werden und kommt in dieser Form besonders bei Glastüren zur Verwendung.

Als Sicherheitsgläser im besonderen bezeichnet man jedoch jene Sondergläser, die aus dem Fahrzeugbau ihren Weg ins Bauwesen gefunden haben: die mehrschichtigen

„Verbundgläser“ und das einschichtige „vorgespannte Glas“. Die Verbundgläser werden aus zwei oder mehr normalen Scheiben mittels organischer Folie fest zusammengepresst (im Unterschied zu den Doppelscheiben also ohne Luftzwischenraum). Bei Bruch der Scheibe (wobei meist nur eine der Glastafeln angebrochen wird) hält die Zwischenschicht die Scheibeneinheit fest beisammen; auch die Durchsicht bleibt gewahrt. Vorgespanntes Glas (einschichtig) entsteht, wenn eine fertige Glastafel nochmals bis fast zur Erweichung (um 600°C) erwärmt und dann auf beiden Seiten mit Kaltluft abgeschreckt wird; dadurch entsteht auf beiden Oberflächen ein stark erhöhter Drucküberschuß, dem das Glas hohe Biegefestigkeit, große Schlagfestigkeit und sogar elastische Biegsamkeit und Torsionsfähigkeit verleiht. Bei Verletzung der Oberfläche zerfällt vorgespanntes Glas sofort und in ganzer Fläche in Brocken oder Krümel ohne scharfe Kanten. Im Bauwesen ist das vorgespannte Glas besonders durch die rahmenlosen Ganzglastüren bekannt geworden.

Die Verbundgläser erfüllen neben der Splitterbindung auch eine zweite Sicherheitsforderung: sie leisten erheblichen Widerstand gegen gewaltsame Zertrümmerung, d. h. gegen Einbruchversuche. Obwohl ein zweischichtiges Verbundglas von jedem Glaser zerschnitten werden kann, ist solches Glas nur sehr schwer — und ohne großen Lärm — von einer Seite her aufzubrechen. Verstärkt wird die Sicherung noch durch Einlage feiner Drähte oder Fäden aus hochwertigem Stahl (Stahlfaden-Verbundglas). Preßt man endlich mehrere Scheiben (bis zu 6) zusammen, so entstehen dicke Platten bis zu 25 mm Dicke, die von Handfeuerwaffen nicht mehr durchschlagen werden; man verwendet solche „Panzergläser“ bei Bank- und Kassenshaltern.

An Sicherheit gegen Feuersgefahr hat das Glas verständlicherweise nicht allzuviel zu bieten; bei Temperaturen von 560°C aufwärts beginnt es zu erweichen (Glaswolle ab 620°C). Gleichwohl gibt es feuerbeständige Verglasungen; als solche sind Verglasungen mit Drahtglas offiziell anerkannt. Oberlichte in Glasstahlbeton und Glasbausteingelände gelten als ausreichend sicher gegen Flugfeuer und strahlende Wärme und teilweise als „feuersicher“.

Berechnung des Durchlaufträgers auf elastisch senkbaren Stützen

Von G. Worch, München

Durch das Interesse, das die Bundesbahn dem oben genannten Problem entgegenbringt [1], dürften manche Ingenieure auf diese Aufgabe aufmerksam geworden sein. Die klassische Lösung führt bekanntlich auf eine Gruppe fünfgliedriger Gleichungen, deren Auflösung in der Praxis oft als lästig empfunden wird. W. T. Koiter [2] machte 1940 auf einen Rechnungsgang aufmerksam, der die Auflösung dieser Gleichungen umgeht. Durch den Krieg ist dieses Verfahren in Deutschland jedoch fast unbekannt geblieben; erst die neue Auflage von Biezeno-Grammel [3] geht näher darauf ein.

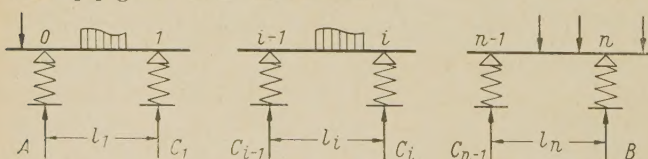


Abb. 1.

Aus dem in Abb. 1 dargestellten Durchlaufträger sei das i -te Feld herausgeschnitten (Abb. 2 a). Die Gleichgewichtsbedingungen für diesen Trägerteil ergeben

$$Q_{il} = Q_{i-1,r} - R_i, \quad (1)$$

$$M_i = M_{i-1} + Q_{i-1,r} l_i - R_i \xi_i. \quad (2)$$

Dabei ist R_i die Resultierende aller im i -ten Felde angreifenden äußeren Belastungen.

Für das Auflager i beträgt (Abb. 2 b)

$$Q_{ir} = Q_{il} + C_i - K_i,$$

worin K_i die über dem i -ten Auflager angreifende äußere Last darstellt.

Die Verbindung der Kräfte mit den Durchbiegungen liefert der Winklersche Ansatz, wonach die Auflager

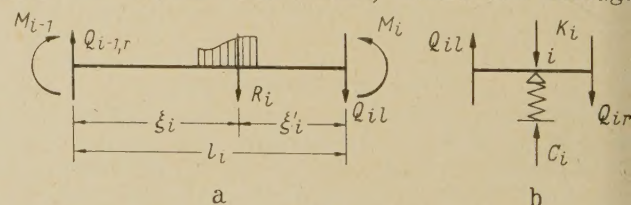


Abb. 2.

kräfte proportional den örtlichen Durchbiegungen sein sollen; der Proportionalitätsfaktor sei κ (t/m). Für die praktische Rechnung ist es meist bequemer, statt mit den wahren Formänderungen (Drehwinkel, Durchbiegungen) mit den EL_c -fachen Werten zu arbeiten. Verstehen wir unter y die EL_c -fache Durchbiegung, so müssen wir ansetzen

$$C_i = \kappa_i y_i / EL_c.$$

Diesen Wert in die obige Gleichungsgleichung für das i -te Lager eingesetzt, ergibt

$$Q_{ir} = Q_{il} + \kappa_i y_i / EL_c - K_i.$$

In Abb. 3 sind die Durchbiegungen und Drehwinkel (trotz $E I_c$ -fach) eines Freitragers infolge der verschiedenen Belastungen zusammengestellt. Darin ist bekanntlich

$$\left. \begin{aligned} f_{iM} &= \int_0^{l_i} \frac{I_c}{I} dx, & f_{iM} &= \int_0^{l_i} (l_i - x) \frac{I_c}{I} dx, \\ f_{iQ} &= \int_0^{l_i} (l_i - x) \frac{I_c}{I} dx, & f_{iQ} &= \int_0^{l_i} (l_i - x)^2 \frac{I_c}{I} dx. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

für den Sonderfall $I = \text{konst} = I_i$ vereinfachen sich diese Formeln zu: [4]

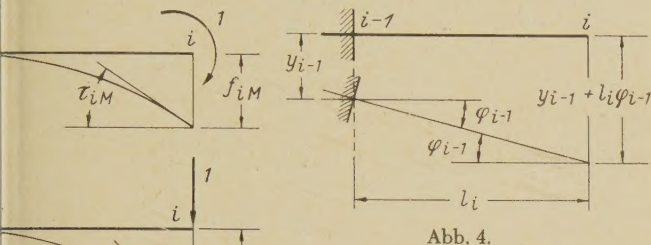


Abb. 3.

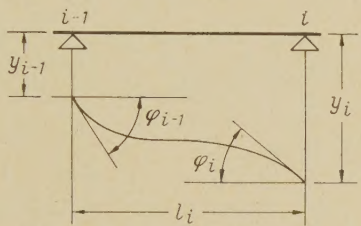


Abb. 4.

$$\left. \begin{aligned} \tau_{iM} &= l'_i, & f_{iM} &= l_i l'_i / 2, \\ \tau_{iQ} &= l_i l'_i / 2, & f_{iQ} &= l_i^2 l'_i / 3, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

in unter l' in üblicher Weise verstanden wird $l'_i = l_i I_c / I_i$.

Die Durchbiegungen f_{iR} bzw. Drehwinkel τ_{iR} sind abhängig von der Art der äußeren Last. Wirkt diese z. B. als gleichmäßig verteilte Belastung p_i über die ganze Trägerlänge, so beträgt

$$\left. \begin{aligned} \tau_{iR} &= \frac{p_i}{2} \int_0^{l_i} (l_i - x)^2 \frac{I_c}{I} dx \quad \left(= \frac{1}{6} p_i l_i^2 l'_i \right), \\ f_{iR} &= \frac{p_i}{2} \int_0^{l_i} (l_i - x)^3 \frac{I_c}{I} dx \quad \left(= \frac{1}{8} p_i l_i^3 l'_i \right). \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

hier gelten die Klammerwerte wieder für den Sonderfall $I = \text{konst} = I_i$ [4].

Abb. 4 zeigt die Formänderungen des unbelasteten Freitragers in Abhängigkeit von der Verformung der Einspannung.

Mittels dieser Hilfswerte lassen sich nun die Formänderungen des Durchlaufträgers zusammensetzen. Wir erhalten (Abb. 2 a und 5)

$$\begin{aligned} \varphi_i &= \varphi_{i-1} - M_i \tau_{iM} + Q_{i1} \tau_{iQ} + \tau_{iR}, \\ y_i &= y_{i-1} + l_i \varphi_{i-1} - M_i f_{iM} + Q_{i1} f_{iQ} + f_{iR}. \end{aligned}$$

Setzen wir für Q_{i1} und M_i die Werte der Gl. (1) und (2) ein, so ergibt sich

$$\varphi_i = \varphi_{i-1} - M_{i-1} a_{i1} - Q_{i-1,r} a_{i2} + a_{i3}, \quad (8)$$

$$y_i = y_{i-1} + l_i \varphi_{i-1} - M_{i-1} b_{i1} - Q_{i-1,r} b_{i2} + b_{i3}. \quad (9)$$

hier ist zur Abkürzung gesetzt

$$\left. \begin{aligned} a_{i1} &= \tau_{iM} \quad (= l'_i), \\ a_{i2} &= l_i \tau_{iM} - \tau_{iQ} \quad (= l_i l'_i / 2), \\ a_{i3} &= R_i (\xi'_i \tau_{iM} - \tau_{iQ}) + \tau_{iR} \quad (= p_i l_i^2 l'_i / 6), \end{aligned} \right\} \quad (10a)$$

$$\left. \begin{aligned} b_{i1} &= f_{iM} \quad (= l_i l'_i / 2), \\ b_{i2} &= l_i f_{iM} - f_{iQ} \quad (= l_i^2 l'_i / 6), \\ b_{i3} &= R_i (\xi'_i f_{iM} - f_{iQ}) + f_{iR} \quad (= p_i l_i^3 l'_i / 24). \end{aligned} \right\} \quad (10b)$$

Die Klammerwerte gelten wieder für den Sonderfall $I = \text{konst} = I_i$. Bei den Klammerwerten für a_{i3} und b_{i3} wurde ferner eine gleichmäßig verteilte Belastung p_i über die ganze Trägerlänge angenommen.

Wären wir von einem rechts eingespannten Freitragler — statt von dem Freitragler nach Abb. 3 und 4 — ausgegangen, so wären die Ausdrücke (10) etwas kürzer geworden. Die obige Darstellung wurde gewählt, da sie einen unmittelbaren Vergleich mit [3] zuläßt.

Mittels der Gl. (8) und (9) lassen sich nun die Formänderungen im Auflager i angeben, sofern diejenigen im Auflager $i-1$ sowie die Schnittgrößen M_{i-1} und $Q_{i-1,r}$ bekannt sind. Der Rechnungsgang gliedert sich in die Ermittlung der Ausgangswerte und der Zusatzwerte.

Ausgangswerte (oberer Zeiger 0)

Die im Auflager 0 auftretenden Formänderungen werden zunächst beliebig angenommen

$$\varphi_0 = \varphi_0^{(0)}, \quad y_0 = y_0^{(0)}.$$

Dann können wir, da Q_{0l} bekannt ist, lt. Gl. (4) sofort anschreiben

$$Q_{0r}^{(0)} = Q_{0l} + \alpha_0 y_0^{(0)} / E I_c - K_0.$$

Für das Auflager 1 ergeben sich die Formänderungen zu

$$\text{lt. Gl. (8):} \quad \varphi_1^{(0)} = \varphi_0^{(0)} - M_0 a_{11} - Q_{0r}^{(0)} a_{12} + a_{13},$$

$$\text{lt. Gl. (9):} \quad y_1^{(0)} = y_0^{(0)} + l_1 \varphi_0^{(0)} - M_0 b_{11} - Q_{0r}^{(0)} b_{12} + b_{13},$$

worin M_0 wiederum bekannt ist.

Die Schnittgrößen im bzw. unmittelbar neben dem Auflager 1 betragen

$$\text{lt. Gl. (1):} \quad Q_{1l}^{(0)} = Q_{0r}^{(0)} - R_1,$$

$$\text{lt. Gl. (2):} \quad M_1^{(0)} = M_0 + Q_{0r}^{(0)} l_1 - R_1 \xi'_1,$$

$$\text{lt. Gl. (4):} \quad Q_{1r}^{(0)} = Q_{1l}^{(0)} + \alpha_1 y_1^{(0)} / E I_c - K_1.$$

In entsprechender Weise werden der Reihe nach die Werte für die Auflager 2, 3 ... n ermittelt. Wir erhalten schließlich für das Auflager n die Schnittgrößen $M_n^{(0)}$ und $Q_{nr}^{(0)}$, die in der Regel nicht mit den bekannten Werten M_n und Q_{nr} übereinstimmen werden. Wir müssen also noch zusätzliche Untersuchungen anstellen, jetzt aber für den unbelasteten Balken.

1. Zusatzuntersuchung (oberer Zeiger 1)

Gewählt wird das Wertepaar

$$\varphi_0^{(1)} = 0, \quad y_0^{(1)} = 1.$$

Da der Balken unbelastet ist, muß sein

$$Q_{0l} = M_0 = R_i = K_i = a_{i3} = b_{i3} = 0.$$

Damit wird lt. Gl. (4)

$$Q_{0r}^{(1)} = \alpha_0 y_0^{(1)} / E I_c = \alpha_0 / E I_c.$$

Für das Auflager 1 betragen dann die Formänderungen

$$\text{lt. Gl. (8):} \quad \varphi_1^{(1)} = -Q_{0r}^{(1)} a_{12},$$

$$\text{lt. Gl. (9):} \quad y_1^{(1)} = 1 - Q_{0r}^{(1)} b_{12}.$$

Die Schnittgrößen am Auflager 1 ergeben sich

$$\text{lt. Gl. (1):} \quad Q_{1l}^{(1)} = Q_{0r}^{(1)},$$

$$\text{lt. Gl. (2):} \quad M_1^{(1)} = Q_{0r}^{(1)} l_1,$$

$$\text{lt. Gl. (4):} \quad Q_{1r}^{(1)} = Q_{1l}^{(1)} + \alpha_1 y_1^{(1)} / E I_c.$$

Die Ermittlung der Werte für die Auflager 2, 3 ... n erfolgt in entsprechender Weise. Der Rechnungsgang schließt ab mit den Werten $M_n^{(1)}$ und $Q_{nr}^{(1)}$, die nicht verschwinden.

2. Zusatzuntersuchung (oberer Zeiger 2)

Gewählt wird jetzt das Wertepaar

$$\varphi_0^{(2)} = 1, \quad y_0^{(2)} = 0.$$

Selbstverständlich könnte man für $\varphi_0^{(2)}$ auch irgendwelche andere Werte nehmen, z. B. $\varphi_0^{(2)} = 1/l_1$. Diesen Ansatz legen Biezeno-Grammel der Zahlenrechnung zugrunde.

Beachtet man, daß auch für diesen Rechnungsgang der Träger wieder unbelastet ist, so ergibt sich

$$\text{lt. Gl. (4): } Q_{0r}^{(2)} = 0.$$

Die Formänderungen für das Auflager 1 betragen dann

$$\text{lt. Gl. (8): } \varphi_1^{(2)} = \varphi_0^{(2)} = 1,$$

$$\text{lt. Gl. (9): } y_1^{(2)} = l_1 \varphi_0^{(2)} = l_1.$$

Damit errechnen sich die Schnittgrößen am Auflager 1

$$\text{lt. Gl. (1): } Q_{1l}^{(2)} = 0,$$

$$\text{lt. Gl. (2): } M_1^{(2)} = 0,$$

$$\text{lt. Gl. (4): } Q_{1r}^{(2)} = \kappa_1 y_1^{(2)} / E I_c = \kappa_1 l_1 / E I_c.$$

Führt man die Berechnung entsprechend weiter für die Auflager 2, 3 ... n, so erhält man schließlich die Randwerte $M_n^{(2)}$ und $Q_{nr}^{(2)}$, die wiederum von Null verschieden sind.

Die Aufstellung der Bestimmungsgleichungen

Durch Überlagerung der drei Untersuchungen gewinnt man für irgendeine statische Größe S

$$S = S^{(0)} + S^{(1)} X + S^{(2)} Y. \quad (11)$$

Diese Überlegung gilt auch für die beiden bekannten Randwerte M_n und Q_{nr} .

$$\left. \begin{aligned} M_n &= M_n^{(0)} + M_n^{(1)} X + M_n^{(2)} Y, \\ Q_{nr} &= Q_{nr}^{(0)} + Q_{nr}^{(1)} X + Q_{nr}^{(2)} Y. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Damit ist das ganze Problem schließlich auf die Auflösung der beiden Bestimmungsgleichungen (12) zurückgeführt.

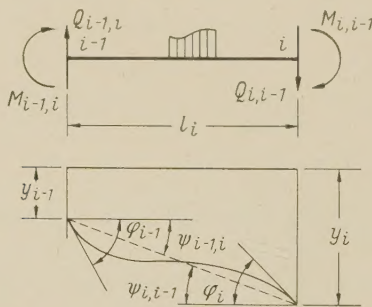


Abb. 6.

Berechnung nach dem Drehwinkelverfahren

Der oben dargestellte Rechnungsgang wirft die Frage auf, ob sich bei der üblichen Rechnung die Auflösung der mehrgliedrigen Gleichungen nicht ebenfalls umgehen läßt. Die Verwendung der Formänderungen φ und y weist auf das Drehwinkelverfahren hin. In Abb. 6 ist die Vorzeichenregel des Drehwinkelverfahrens [5] beibehalten, die übrigen Bezeichnungen sind aber weitgehend der früheren Darstellung angepaßt.

Wie aus Abb. 6 ersichtlich ist, besteht zwischen dem Stabdrehwinkel ψ und den Durchbiegungen y (sämtlich $E I_c$ -fache Werte) die Beziehung

$$\psi_{i-1,i} = \psi_{i,i-1} = (y_i - y_{i-1}) / l_i.$$

Setzt man diesen Wert in die bekannten Ausdrücke [5] für die Momente und Querkräfte ein, so erhält man

$$\left. \begin{aligned} M_{i-1,i} &= \frac{2}{l_i} \left[2 \varphi_{i-1} + \varphi_i - \frac{3}{l_i} (y_i - y_{i-1}) \right] + \bar{M}_{i-1,i}, \\ M_{i,i-1} &= \frac{2}{l_i} \left[2 \varphi_i + \varphi_{i-1} - \frac{3}{l_i} (y_i - y_{i-1}) \right] + \bar{M}_{i,i-1}, \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{i-1,i} &= \bar{Q}_{i-1,i} - \frac{6}{l_i l_i'} \left[\varphi_{i-1} + \varphi_i - \frac{2}{l_i} (y_i - y_{i-1}) \right], \\ Q_{i,i-1} &= \bar{Q}_{i,i-1} - \frac{6}{l_i l_i'} \left[\varphi_i + \varphi_{i-1} - \frac{2}{l_i} (y_i - y_{i-1}) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Darin sind unter $\bar{M}$ und $\bar{Q}$ die Momente und Querkräfte beim beiderseitig starr eingespannten Balken ($\varphi = \psi = 0$) verstanden.

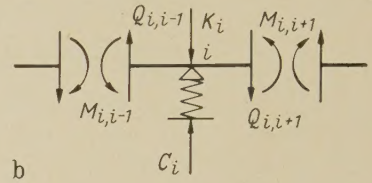
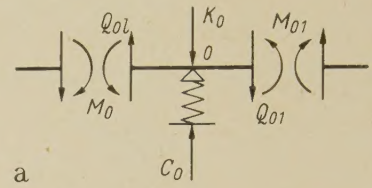


Abb. 7.

Wir schreiben nun der Reihe nach die Gleichgewichtsbedingungen für die Auflagerpunkte 0, i und n an.

Für den Knoten 0 muß sein (Abb. 7 a)

$$M_0 + M_{01} = 0,$$

$$Q_{0l} - Q_{01} + C_0 - K_0 = 0.$$

Darin sind M_0 und Q_{0l} als Schnittgrößen des Kragarms bekannt; für den Auflagerdruck C_0 gilt die Gl. (3). Setzt wir ferner für M_{01} und Q_{01} die Werte entsprechend Gl. (13) und (14), so erhalten wir

$$2 \varphi_0 + \varphi_1 + \frac{3}{l_1} (y_0 - y_1) = - \frac{l_1'}{2} (M_0 + \bar{M}_{01}),$$

$$\begin{aligned} \varphi_0 + \varphi_1 + y_0 \left(\frac{2}{l_1} + \frac{l_1 l_1'}{6} \frac{\kappa_0}{E I_c} \right) - y_1 \frac{2}{l_1} &= \\ &= - \frac{l_1 l_1'}{6} (Q_{0l} - \bar{Q}_{01} - K_0). \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen nach φ_1 und liefert

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \varphi_0 - y_0 \frac{l_1 l_1'}{2} \frac{\kappa_0}{E I_c} + l_1' (M_0 + \bar{M}_{01}) - \\ &- \frac{l_1 l_1'}{2} (Q_{0l} - \bar{Q}_{01} - K_0), \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} y_1 &= \varphi_0 l_1 + y_0 \left(1 - \frac{l_1^2 l_1'}{6} \frac{\kappa_0}{E I_c} \right) + \frac{l_1 l_1'}{2} (M_0 + \bar{M}_{01}) - \\ &- \frac{l_1^2 l_1'}{6} (Q_{0l} - \bar{Q}_{01} - K_0). \end{aligned} \quad (16)$$

Die Gleichgewichtsbedingungen gegen Drehen und Verschieben für das Auflager i lauten (Abb. 7 b)

$$M_{i,i-1} + M_{i,i+1} = 0,$$

$$Q_{i,i-1} - Q_{i,i+1} + C_i - K_i = 0.$$

Setzt man darin die Werte nach Gl. (13) und (14) sowie Gl. (15) ein, so erhält man

$$\begin{aligned} \varphi_{i-1} \frac{1}{l_i} + 2 \varphi_i \left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) + \varphi_{i+1} \frac{1}{l_{i+1}} + y_{i-1} \frac{3}{l_i l_i'} - \\ - 3 y_i \left(\frac{1}{l_i l_i'} - \frac{1}{l_{i+1} l_{i+1}'} \right) - y_{i+1} \frac{3}{l_{i+1} l_{i+1}'} &= - \frac{1}{2} (\bar{M}_{i,i-1} + \bar{M}_{i,i+1}) \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned} \varphi_{i-1} \frac{1}{l_i l_i'} + \varphi_i \left(\frac{1}{l_i l_i'} - \frac{1}{l_{i+1} l_{i+1}'} \right) - \varphi_{i+1} \frac{1}{l_{i+1} l_{i+1}'} + \\ + y_{i-1} \frac{2}{l_i^2 l_i'} - y_i \left(\frac{2}{l_i^2 l_i'} + \frac{2}{l_{i+1}^2 l_{i+1}'} + \frac{\kappa_i}{6 E I_c} \right) + \\ + y_{i+1} \frac{2}{l_{i+1}^2 l_{i+1}'} = \frac{1}{6} (\bar{Q}_{i,i-1} - \bar{Q}_{i,i+1} - K_i). \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen nach φ_{i+1} und y_{i+1} liefert

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{i+1} = \varphi_{i-1} \frac{l_{i+1}'}{l_i'} \left(2 + 3 \frac{l_{i+1}}{l_i} \right) + \varphi_i \left[1 + \frac{l_{i+1}'}{l_i'} \left(4 + 3 \frac{l_{i+1}}{l_i} \right) \right] + \\ + 6 y_{i-1} \frac{l_{i+1} l_{i+1}'}{l_i l_i'} \left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) - \\ - 6 y_i \frac{l_{i+1} l_{i+1}'}{l_i l_i'} \left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} + \frac{\kappa_i}{12 E I_c} l_i l_i' \right) + \\ + l_{i+1} (\bar{M}_{i,i-1} + \bar{M}_{i,i+1}) - \\ - \frac{l_{i+1} l_{i+1}'}{2} (Q_{i,i-1} - \bar{Q}_{i,i+1} - K_i) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

und

$$\left. \begin{aligned} y_{i+1} = \varphi_{i-1} \frac{l_{i+1} l_{i+1}'}{l_i'} \left(\frac{1}{l_i} + \frac{1}{l_{i+1}} \right) + \\ + \varphi_i l_{i+1} \left[1 + \frac{l_{i+1}'}{l_i'} \left(2 + \frac{l_{i+1}}{l_i} \right) \right] + \\ + y_{i-1} \frac{l_{i+1} l_{i+1}'}{l_i l_i'} \left(3 + 2 \frac{l_{i+1}}{l_i} \right) + \\ + y_i \left[1 - \frac{l_{i+1} l_{i+1}'}{l_i l_i'} \left(3 + 2 \frac{l_{i+1}}{l_i} \right) - \frac{\kappa_i}{6 E I_c} l_{i+1}^2 l_{i+1}' \right] + \\ + \frac{1}{2} l_{i+1} l_{i+1}' (M_{i,i-1} + M_{i,i+1}) - \\ - \frac{1}{6} l_{i+1}^2 l_{i+1}' (Q_{i,i-1} - Q_{i,i+1} - K_i). \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Für das Auflager n erhalten wir schließlich in entsprechender Weise die beiden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{n-1} + 2 \varphi_n + \frac{3}{l_n} (y_{n-1} - y_n) = - \frac{l_n'}{2} (\bar{M}_{n,n-1} + M_n), \\ \varphi_{n-1} + \varphi_n + y_{n-1} \frac{2}{l_n} - y_n \left(\frac{2}{l_n} + \frac{l_n l_n'}{6 E I_c} \kappa_n \right) = \\ = \frac{l_n l_n'}{6} (\bar{Q}_{n,n-1} - Q_{nr} - K_n). \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Darin sind M_n und Q_{nr} als Schnittgrößen des rechten Kragarmes bekannt.

Ebenso wie früher beginnen wir auch jetzt mit den Ausgangswerten, die später durch Zusatzbetrachtungen verbessert werden.

Ausgangswerte (oberer Zeiger 0)

Drehwinkel und Durchbiegung am linken Endauflager 0 werden zunächst beliebig angenommen.

$$\varphi_0 = \varphi_0^{(0)}, \quad y_0 = y_0^{(0)}.$$

Damit lassen sich sämtliche übrigen Formänderungen ermitteln. Aus Gl. (15) und (16) folgt sofort

$$\varphi_1^{(0)} \text{ und } y_1^{(0)}.$$

Die Gl. (17) und (18) liefern für $i = 1$

$$\varphi_2^{(0)} \text{ und } y_2^{(0)}.$$

In entsprechender Weise führen wir die Rechnung für $i = 2, 3, \dots, n-1$ durch.

Setzt man die so gewonnenen Werte

$$\varphi_{n-1}^{(0)}, \quad \varphi_n^{(0)}, \quad y_{n-1}^{(0)} \text{ und } y_n^{(0)}$$

in die Gl. (19) ein, so werden diese in der Regel nicht erfüllt sein. Wir müssen noch zusätzliche Untersuchungen anstellen, ebenfalls wieder am unbelasteten Balken.

1. Zusatzuntersuchung (oberer Zeiger 1)

Gewählt wird das Wertepaar

$$\varphi_0^{(1)} = 0, \quad y_0^{(1)} = 1.$$

Da der Balken unbelastet ist, verschwinden die Werte M_0 , Q_0 , K_1 sowie sämtliche M und Q .

Damit wird lt. Gl. (15) und (16)

$$\varphi_1^{(1)} = -l_1 l_1' \kappa_0 / 2 E I_c,$$

$$y_1^{(1)} = 1 - l_1^2 l_1' \kappa_0 / 6 E I_c.$$

Für $i = 1$ liefert Gl. (17) und (18) die Werte $\varphi_2^{(1)}$ und $y_2^{(1)}$.

Die weitere Rechnung für $i = 2, 3, \dots, n-1$ ergibt sämtliche Formänderungen bis $\varphi_n^{(1)}$ und $y_n^{(1)}$.

2. Zusatzuntersuchung (oberer Zeiger 2).

Wir wählen wieder das Wertepaar

$$\varphi_0^{(2)} = 1, \quad y_0^{(2)} = 0.$$

Damit ergibt sich lt. Gl. (15) und (16)

$$\varphi_1^{(2)} = 1, \quad y_1^{(2)} = l_1.$$

Gl. (17) und (18) liefern für $i = 1$ die Werte $\varphi_2^{(2)}$ und $y_2^{(2)}$.

In entsprechender Weise gewinnen wir für $i = 2, 3, \dots, n-1$ die Formänderungen bis $\varphi_n^{(2)}$ und $y_n^{(2)}$.

Die Aufstellung der Bestimmungsgleichungen

Die Überlagerung der drei Teilzustände ergibt

$$\left. \begin{aligned} \varphi_i = \varphi_i^{(0)} + \varphi_i^{(1)} X + \varphi_i^{(2)} Y \\ y_i = y_i^{(0)} + y_i^{(1)} X + y_i^{(2)} Y. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Setzt man diese Werte in Gl. (19) ein, so erhält man die beiden Bestimmungsgleichungen

$$\left. \begin{aligned} X \left[\varphi_{n-1}^{(1)} + 2 \varphi_n^{(1)} + \frac{3}{l_n} (y_{n-1}^{(1)} - y_n^{(1)}) \right] + \\ + Y \left[\varphi_{n-1}^{(2)} + 2 \varphi_n^{(2)} + \frac{3}{l_n} (y_{n-1}^{(2)} - y_n^{(2)}) \right] = \\ = - \frac{l_n'}{2} (\bar{M}_{n,n-1} + M_n) - \left[\varphi_{n-1}^{(0)} + 2 \varphi_n^{(0)} + \frac{3}{l_n} (y_{n-1}^{(0)} - y_n^{(0)}) \right] \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

und

$$\left. \begin{aligned} X \left[\varphi_{n-1}^{(1)} + \varphi_n^{(1)} + y_{n-1}^{(1)} \frac{2}{l_n} - y_n^{(1)} \left(\frac{2}{l_n} + \frac{l_n l_n'}{6 E I_c} \kappa_n \right) \right] + \\ + Y \left[\varphi_{n-1}^{(2)} + \varphi_n^{(2)} + y_{n-1}^{(2)} \frac{2}{l_n} - y_n^{(2)} \left(\frac{2}{l_n} + \frac{l_n l_n'}{6 E I_c} \kappa_n \right) \right] = \\ = \frac{l_n l_n'}{6} (Q_{n,n-1} - Q_{nr} - K_n) - \\ - \left[\varphi_{n-1}^{(0)} + \varphi_n^{(0)} + y_{n-1}^{(0)} \frac{2}{l_n} - y_n^{(0)} \left(\frac{2}{l_n} + \frac{l_n l_n'}{6 E I_c} \kappa_n \right) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen liefert X und Y . Mittels Gl. (20) gewinnt man dann die endgültigen Formänderungen y_i und φ_i für $i = 1, 2, \dots, n$. Sind sämtliche Formänderungen bekannt, so ergeben sich die Schnittgrößen für jeden Auflagerpunkt [mittels Gl. (13) und (14)]. Zum Schluß bleibt noch übrig, zum Vergleich die Vorzeichen des Drehwinkelverfahrens denen der Kraftmethode anzupassen.

Die dargestellten Berechnungsverfahren laufen, wie der Leser wohl schon erkannt hat, auf die Rechnung mit sta-

tisch unbestimmten Hauptsystem hinaus. Als unabhängige Veränderliche werden eingeführt

$$y_0 = y_0^{(0)} + X, \quad \varphi_0 = \varphi_0^{(0)} + Y, \quad (23)$$

worin $y_0^{(0)}$ und $\varphi_0^{(0)}$ beliebig angenommene Formänderungen darstellen. Der Zustand $X = Y = 0$ liefert die Ausgangswerte, die Zustände $X = 1$ bzw. $Y = 1$ die ersten bzw. zweiten Zusatzwerte.

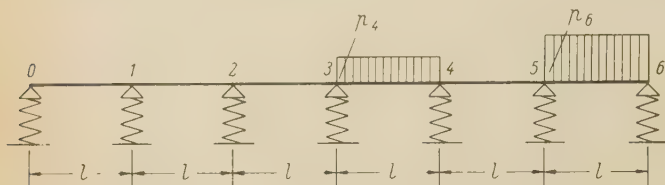


Abb. 8.

Biezeno-Grammel führen (Anhang, Tafel II a*) die Rechnung nach Koiter für den in Abb. 8 dargestellten Durchlaufträger über sechs Öffnungen zahlenmäßig durch. Dabei wurde angenommen

$$\begin{aligned} l &= \text{konst} = 1 \text{ m}, \\ EI &= \text{konst} = EI_c = 120 \text{ tm}^2, \\ \kappa &= \text{konst} = 120 \text{ t/m}^2, \\ \text{somit } \kappa/EI_c &= \text{konst} = 1 \text{ m}^{-3}. \end{aligned}$$

Die Belastungen betragen

$$p_4 = 1,68 \text{ t/m}, \quad p_6 = 3,36 \text{ t/m}.$$

Als Ausgangswerte wurden $y_0^{(0)} = \varphi_0^{(0)} = 0$ gewählt.

Mein Mitarbeiter, Herr Dipl.-Ing. Fr. Zöschinger, hat das gleiche Beispiel mittels des Drehwinkelverfahrens durchgerechnet. Der Rechenaufwand dürfte bei beiden Verfahren annähernd gleich sein. Zwar liefert das Verfahren von Koiter i. a. kürzere Formeln, dafür müssen aber an jeder Stütze drei Schnittgrößen ermittelt werden, ehe man zu den Formänderungen φ und y des nächsten Knotenpunktes übergehen kann. Beim Drehwinkelverfahren dagegen ergeben sich die Formänderungen unmittelbar; die Schnittgrößen werden erst am Schluß, nach Überlagerung der Formänderungen φ und y , ermittelt. Für das Arbeiten mit der Rechenmaschine ist daher das Drehwinkelverfahren im Vorteil; dagegen dürfte hinsichtlich der Fehlerempfindlichkeit der Koitersche Rechnungsgang besser abschneiden.

Selbstverständlich haben wir zur Probe das Zahlenbeispiel auch auf die übliche Weise durchgerechnet [6]. Wer etwas Übung im Auflösen fünfgliedriger Gleichungen hat, kommt auf diesem Wege wohl am schnellsten zum Ziel.

Literatur

1. C. Popp: Arch. Eisenbahntechnik (Beiheft Eisenbahntechn. Rundschau), Folge 4, Mai 1954. — C. Popp: Forsch. Stahlbau H. 10. Berlin 1954.
2. W. T. Koiter: De Ingenieur 55 (1940), S. W. 57.
3. Biezeno-Grammel: Technische Dynamik, 2. Aufl., 1. Bd., S. 268. Berlin 1953.
4. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauing. S. 280, Berlin 1943. — Stahlbau-Handbuch 1952 S. 74. Bremen-Horn 1952.
5. G. Worch: Abh. Stahlbau H. 12, S. 13. Bremen-Horn 1952.
6. H. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen. 2. Band, 2. Abteilung, S. 146. Leipzig 1925.

Entwicklung im amerikanischen Bagger- und Laderbau

Von Dipl.-Ing. Ernst Deck, München

Im amerikanischen Tiefbau werden die Bagger anders eingesetzt als in Europa. Die Hauptgeräte für größere Erdbewegungen sind Pfluglader und Scraper, dazu Bodenentleerer und Hinterkipper als Transportgerät. Bagger selbst trifft man bei solchen Arbeiten nur bei reinem Feldaushub. Sie sind, wenn sie nicht mit Tief- oder Hochlöffel arbeiten, meist mit Schürfkübel ausgerüstet. Es ist ja eine bekannte Tatsache, daß der Schürfkübel eine wesentlich größere Leistung aufweist als der bei uns viel verwandte Greiferkorb. Eine Großbaustelle auf dem Thru-

way, der Autobahn zwischen New York und Buffalo, wies folgende Gerätezusammenstellung auf. Um täglich 26 000 m³ bei doppelschichtigem Betrieb über 500 m Transportentfernung zu leisten, waren eingesetzt: Nur 2 Löffelbagger 1,5 m³, 1 Pfluglader, 16 Scraper, 28 Bodenentleerer, 8 Grader, 31 Raupenschlepper, davon 12 Planier-

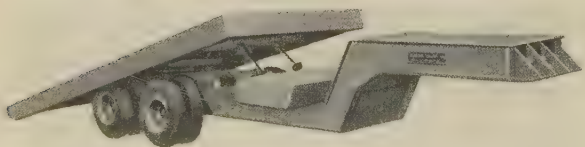
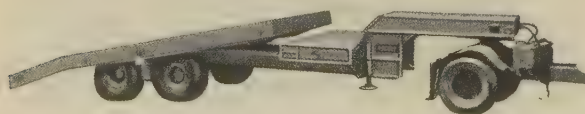
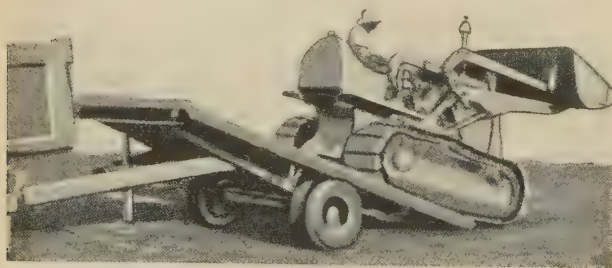
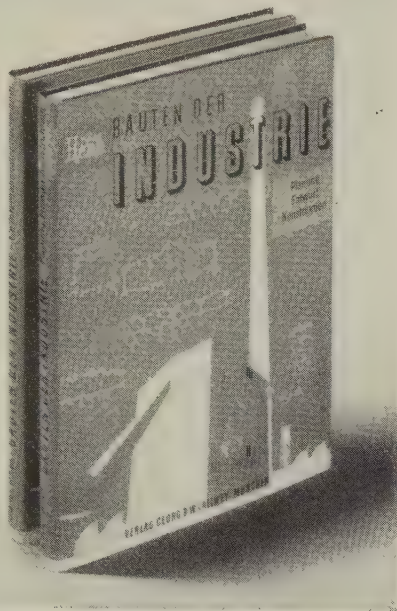


Abb. 1. Tieflader 10 t



Abb. 2. Harnischfeger-Bagger.

raupen. Die beiden Bagger waren in reinem Fels eingesetzt. Bei der ganzen Arbeit handelt es sich um 3,5 Mio. m³ Erdbewegung, die mit allen Nebenarbeiten in 6 Monaten durchgeführt worden sind. Je Schicht waren ungefähr 110 Mann beschäftigt, davon waren 90 Maschinisten. Selbstverständlich waren diese beiden eingesetzten Bagger nur mit dem Baggerführer besetzt. Man verzichtete bewußt auf die hier noch vielfach üblichen, zusätzlichen



WALTER HENN

BAUTEN DER INDUSTRIE

2 Bände

mit zusammen 544 Seiten und rund 2000 Zeichnungen und Fotos
In Ganzleinen DM 82,-, Teilzahlungspreis DM 90,20

Der Industriebau wurde im Laufe der letzten Jahrzehnte zu einer der wichtigsten und umfangreichsten Bauaufgaben der Gegenwart. Er stellt besondere Forderungen und verlangt bei der Planung und bei der Ausführung ein großes Maß von Spezialkenntnissen. Gerade bei den Aufgaben des Industriebaus ist eine sorgfältige, bis in die kleinsten Einzelheiten gehende Vorbereitung unerlässlich, wenn das neu errichtete Werk wirtschaftlich und außerdem architektonisch einwandfrei gestaltet sein soll.

Dieses große Handbuch behandelt in umfassender und gründlicher Darstellung alle Probleme, die sich bei der Planung und beim Entwurf von Industrieanlagen ergeben.

Im ersten Teil von Band I werden die Grundlagen für die Planung von Fabrikbauten eingehend besprochen. Neben der Standortwahl und der Gliederung von Industrieanlagen werden vor allem Fragen der konstruktiven Durchbildung und der Gestaltung im Industriebau behandelt. Außer diesem Textteil, der durch zahlreiche Abbildungen erläutert wird, enthält der 1. Band eine lexikonartige Zusammenstellung von Einzelheiten des Entwurfs und der Konstruktion. Neben Systemskizzen der statischen Gefüge, übersichtlichen Zusammenstellungen und Ausführungsbeispielen der einzelnen Industriebauformen werden Entwurfsgrundlagen und Erläuterungen zu mehreren für den Industriebau spezifischen Anlagen in prägnanten Beispielen gegeben. Der zweite Band bringt in einer Fülle vorbildlicher Beispiele einen internationalen Querschnitt durch den Industriebau unserer Zeit. Grundrisse und Schnitte sowie viele Detailblätter erläutern wichtige Einzelheiten der in anschaulichen Fotos wiedergegebenen Objekte.

VERLAG GEORG D. W. CALLWEY · MÜNCHEN



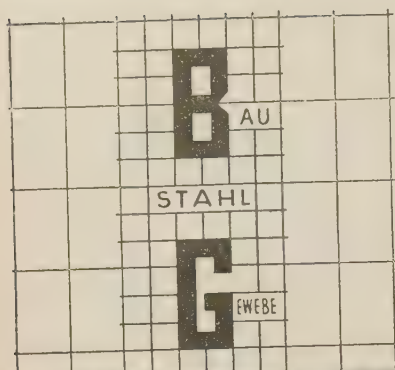
Ohne Zweifel

darf die Tonne des Diogenes nicht zum Vorbild eines modernen Wohnkomforts genommen werden. Diogenes war in seiner Tonne noch den unmittelbaren Temperatureinflüssen ausgesetzt.

Heute werden Bauten mit Glasfaser isoliert. Sie schützt gegen Hitze, Kälte, Schall und ist in vielen Formen lieferbar, die den Erfordernissen der Praxis Rechnung tragen. Glasfaser ist federleicht und ... sie zerfällt nicht, darum

mit **GLASFASER**
isoliert, gut isoliert

Kostenlose und unverbindliche technische Beratung durch
GLASFASER GESELLSCHAFT M.B.H. DÜSSELDORF
Telefon 14156 Postfach 9568



BAUSTAHLGEWEBE IN STAHLBETON-WÄNDEN

*ist als großflächige Matte schnell und leicht aufzustellen.
Beim Schütten des Betons bleibt die Bewehrung in unverschieblicher Lage.*



Druckschriften kostenlos & unverbindlich

BAUSTAHLGEWEBE G. M. B. H. DÜSSELDORF

Spannbeton

in Entwurf und Ausführung

von Dr.-Ing. **G. Kani**

XII, 573 Seiten mit 382 Abbildungen
Leinen DM 45,—

Der Baustoff Spannbeton — Die Vorspannverfahren — Der Spannbeton-Zugstab — Der statisch bestimmte Spannbetonbalken mit direktem Verbund — Der statisch bestimmte Spannbetonbalken mit nachträglichem Verbund — Der durchlaufende Spannbetonträger — Verluste an Vorspannkraft durch Reibung — Hauptzugspannungen — Haftspannungen — Die Bruchsicherheit — Die Verwirklichung des Spannbetongedankens

Verlangen Sie bitte den achtseitigen Prospekt mit Bildproben

Verlag Konrad Wittwer / Stuttgart

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

3

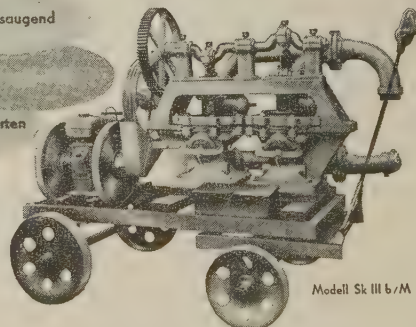
wichtige
Punkte

selbstansaugend

für alle Antriebsarten



**B A U-
PUMPEN**



Modell Sk III 6/M

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. DÜSSELDORF-100

Schmierer, da auf dieser Baustelle ein Schmierdienst, der alle paar Stunden jedes Gerät mit Öl und Fett versorgte, vorhanden war. Der Grund, weshalb man bei diesen Baustellen auf Einsatz von mehr Baggern verzichtete, war folgender: Der Preis für einen Scraper oder Bodenentleerer ist ungefähr der gleiche. Man muß also zusätzlich, wenn

hohen Löffelinhalt zum Einsatz gebracht. Es gibt Sonderkonstruktionen in Löffelbaggern bis zu 40 m³ Inhalt; damit dürfte die oberste Grenze für einen Löffelbagger gegeben sein. Die eigentlichen Bagger beginnen mit der Größe von $\frac{3}{8}$ cbyard. Dieses kleinste Gerät, fast 100%ig gummibereift, wird in sehr großen Mengen hergestellt; einzelne Werke gaben Stückzahlen bis zu 120 im Monat als Produktion an.

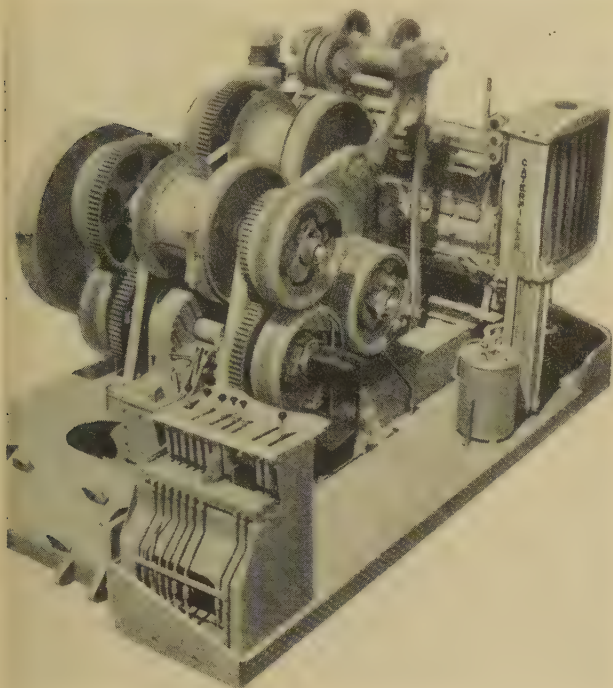


Abb. 3. Hydraulisch gesteuertes Baggerwindwerk.

man mit Baggerbetrieb und Bodenentleerer arbeitet, die Investierung für 1 Bagger aufbringen, da der Bagger mit derselben Anzahl Bodenentleerer als Transportgerät versehen sein muß, als man für dieselbe Leistung Scraper einsetzen müßte. Für unsere Verhältnisse ist natürlich dabei zu beachten, daß wir keine solch langen Schönwetterperioden haben, wie sie in USA monatelang üblich sind, und der Scrapereinsatz dadurch eine erhebliche Einengung erfährt.

Der Raupen- oder Autobagger als Montagekran oder als Verladegerät wird jedoch viel häufiger als bei uns eingesetzt. Die Bagger mit langen Auslegern ersetzen im

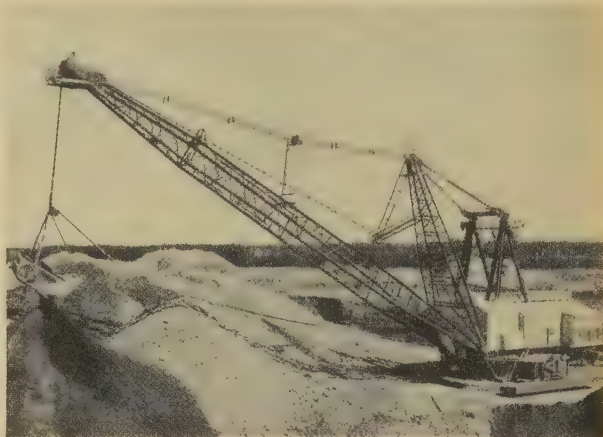


Abb. 5. Schreitbagger.



Abb. 6. Hydraulischer Bagger.



Abb. 7. Baggergerät in niederen Räumen.



Abb. 4. Großlöffel-Bagger.

Hochbau sehr häufig unsere schweren Turmdrehkrane oder Derricks. Man geht bei diesen Typen weit über die bei uns üblichen Auslegerlängen und Tragfähigkeiten vergleichbarer Krane hinaus. Bei Erdbewegungen, die sehr tiefe Einschnitte erfordern, wie beim Erz- oder Kohlenbergbau, werden selbstverständlich Löffelbagger mit extra

In den Fahrwerken kann man bei diesen kleinen Baggern folgende Typen unterscheiden:

- $\frac{3}{8}$ cbyard Löffelinhalt, fast alle gummibereift,
- $\frac{1}{2}$ cbyard Löffelinhalt, 50 % Gummi, 50 % Raupe,
- $\frac{3}{4}$ cbyard Löffelinhalt, $\frac{1}{3}$ Gummi, $\frac{2}{3}$ Raupe,
- ab 1 cbyard fast ausschließlich Raupe.

Diese Angaben gelten nur für Universal-Bagger; selbstverständlich fabriziert man größere Einheiten, die als reine Krane arbeiten sollen, auch gummibereift. Ähnlich wie bei uns sind die kleineren Typen entweder selbstfahrbare oder auf einem LKW montiert. Für das selbstfahrende Gerät erfolgt der Antrieb für das Fahrwerk vom Bagger-

motor aus. Dort ist die Möglichkeit der Umschaltung sowohl für Fahrt als auch für Lenkung vorhanden. Die Geschwindigkeitsverhältnisse für solche Fahrzeuge liegen in dem Rahmen, wie sie auch in Deutschland bekannt sind. Das Gerät macht ungefähr 8 km/St. gegenüber einer Fahr-

üblichen Konstruktionsprinzipien durch Ketten übertragen; erst bei den größeren Baggern geht der Antrieb über geschlossene Zahnradgetriebe. Bei den elektrisch angetriebenen Baggern befindet sich der Antriebsmotor im oberen Teil, die Übertragung geschieht dann durch Wellen nach dem Unterteil; teilweise sind dazu besondere Brems-trommeln im Unterteil vorhanden. Bei ganz großen Löffelbaggern, die 4 getrennte Raupenfahrwerke haben, wird jedes Raupenfahrwerk durch einen einzelnen Elektromotor in jedem Raupenpaar angetrieben.

Der Transport von Baggern von Baustelle zu Baustelle, soweit sie nicht auf Gummifahrwerk laufen, ist, wie auch in Europa, mit Tieflader üblich. Ein besonders interessanter Tiefladewagen, der als Sattelanhänger gebaut ist, für die in Amerika üblichen Zugmaschinen ist auf Abb. 1



Abb. 8.



Abb. 9.

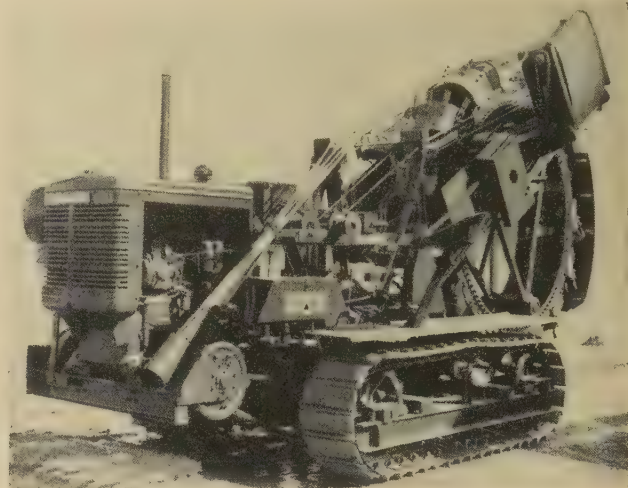


Abb. 10. Grabenbagger.

zu sehen. Dieser Lader hat 10 t Tragfähigkeit und ist mit einem hydrl. Kippwerk ausgerüstet. Das Be- und Entladen ist außerordentlich zeitsparend.

Zum Drehwerk ist zu sagen, daß der Antriebsmotor bei den kleinen Baggertypen seine Kräfte durch Innenbackenkupplungen überträgt. Bei größeren Typen erfolgt direkter Antrieb vom Diesel- oder Benzinmotor. Eine Besonderheit stellt der Antrieb der Firma Harnischfeger dar, die durch Wirbelstromübertragung diese Bewegungen vornimmt. Hierdurch wird ein besonders elastischer Betrieb garantiert. Bei größeren Baggern ab 2 cbyard Inhalt findet man fast ausschließlich Elektroantrieb mit 2 Drehwerksmotoren; bei noch größeren Typen bis zu 4 Motoren.

Die Windenantriebe sind bei einem Teil der vorhandenen Baggertypen rein mechanisch gesteuert. So sind bei der Firma Lorain sämtliche Steuerkupplungen als

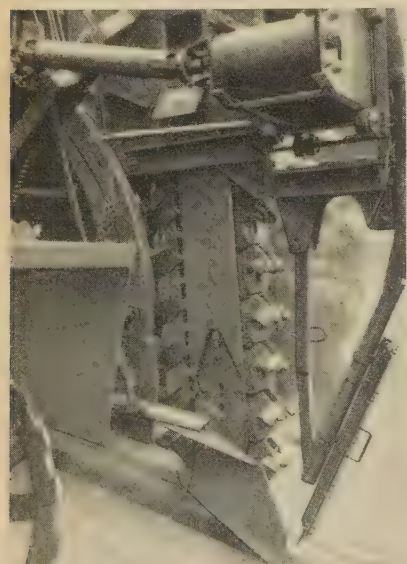


Abb. 11. Barber Greene-Grabenfräse.

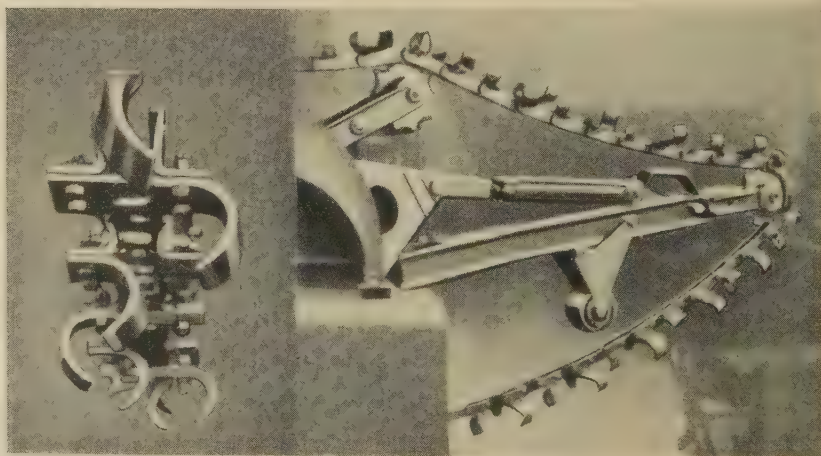


Abb. 12. Grabenfräskette.

innenbackenkupplungen auf einer Welle, welche vom Motor über eine Kette angetrieben wird. Von dieser Welle gehen weitere Antriebe über Ketten bzw. Zahnradantriebe zu den Trommeln. Eine weitere Entwicklung zeigt die Finna Harnischfeger durch hydraul. betätigte innenbackenkupplungen und Bremsen (Abb. 2). Bei diesem Gerät fällt die äußerst niedere Abdeckung für An-



Abb. 13. Ladegerät im Einsatz.

triebsmotor und Windwerk auf. Die Führerkabine weist besonders günstige Sichtverhältnisse auf. In Abb. 3 ist die hydraul. Betätigung des Baggerwindwerkes bei einem Gerät der Link-Belt-Speeder aufgenommen. Bei diesem Gerät läuft dauernd die hydraul. Pumpe, die mit einem zusätzlichen Akkumulator versehen ist, mit. Sämtliche im Oberteil vorhandenen Kupplungen sind von derselben Größe und Art. Die Steuerung dieses Gerätes ist besonders einfach, da sie nur einer Betätigung durch kleine Hebel bedarf. Bei diesen Geräten kann man nur wahlweise den Betrieb von Schwenk- und Fahrwerk einsetzen.

Wie schon erwähnt, wird bei großen und größten Baggern der Elektroantrieb in Ward-Leonard-Schaltung fast ausschließlich vorgezogen. Harnischfeger ist mit der Entwicklung eines Gerätes über Elektronenschaltung beschäftigt. Bei den ganz großen Löffelbaggern, die mit Hochöffel ausgerüstet sind, erfolgt der Ausgleich des Ladegewichtes durch Gegengewichte, die am anderen Ende des Oberbauteiles auf- und abgehen (Abb. 4).

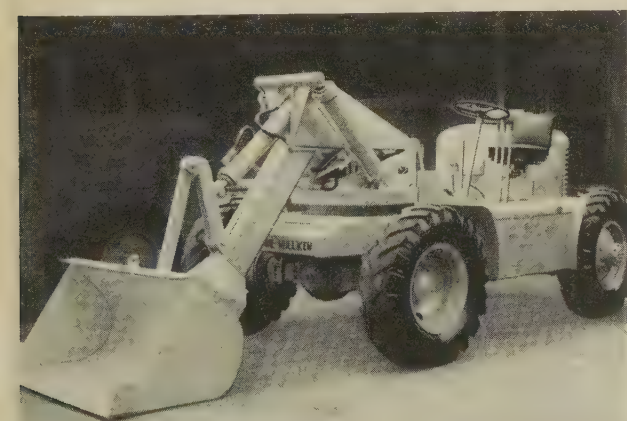


Abb. 14. Pettibone-Lader.

Eine Sonderausführung stellen die sog. Schreitbagger (Abb. 5) dar. Sie werden fast ausschließlich mit Schleppladerausführung ausgerüstet und sind mit einem sehr langen Ausleger versehen. Diese Geräte können sich nur in einer Richtung bewegen. Man findet sie im Kohlen- und Erzminenbau.

Interessant sind folgende Sonderentwicklungen von Kleinbaggern, die man in Amerika außerordentlich häufig antrifft, und zwar besonders vollhydraul. angetriebene Kleinbagger. Einen äußerst guten Eindruck hinterläßt der in Abb. 6 dargestellte Gradall-Bagger. Er besitzt im Oberteil einen gesonderten Antriebsmotor für die hydraul. Zahnradpumpe. Auch das Drehen erfolgt über eine hydraul. Pumpe, Schneckenantrieb und Zahnkranz. Der Ausleger ist teleskopartig verschiebbar, an dessen Ende sitzt das Grabgefäß. Das Gerät ist besonders günstig einsetzbar, wie Abb. 7 zeigt, in niederen und niedersten Brückendurchfahrten, Stollen usw. Bei dem dargestellten Fahrzeug ist Fahrmotor und Baggerantrieb noch getrennt. Die neueste Entwicklung von Gradall ist ein Gerät, dessen Fahrwerk durch den Baggermotor direkt angetrieben wird und damit natürlich auch den Nachteil der kleineren Geschwindigkeit hat. An Ausrüstungen besitzt das Gerät Hoch- und Tieflöffel-Ausrüstung, 1 Aufreißhaken für Entfernung von alten Straßenbaubelägen usw., 1 Planierschild.

Ein weiterer Vertreter der hydraul. Bagger ist das in Abb. 8 gezeigte Gerät von Buzyrus Erie. Dieses Gerät ist auf einem Lastwagen montiert. Der Antrieb der Hydraulik-Pumpe erfolgt von einer besonderen Zapfwelle durch den LKW-Motor. Im Betrieb muß dieses Gerät über hydraulische ausfahrbare Balken, an deren Enden sich hydraul. Pressen befinden, abgestützt werden. Diese Bewegungen werden vom Bagger-Führerstand aus vorgenommen. Zusätzlich kann dieser Kran auch als Greifer, wie in

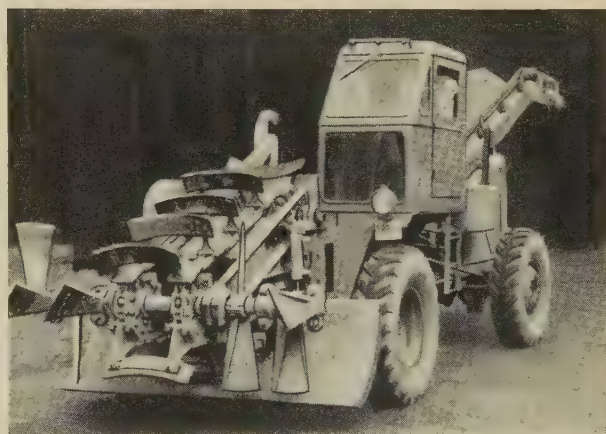


Abb. 15. Blecherwerk-Lader.

Abb. 9 dargestellt ist, laufen. Das Schließen des Greiferkorbes geschieht in diesem Fall hydraulisch. Die hydraul. Zuleitung über Schlauch, welche auf Federtrommel aufgewickelt ist, ist aus diesem Bild ersichtlich. Der Öldruckschlauch verhindert ferner das Drehen des Greiferkorbes. Auch zu diesem Gerät ist eine ganze Reihe von Zusatzeinrichtungen zu erhalten.

Ein weiteres Gebiet, auf dem der Amerikaner eine ganze Reihe Spezial-Baggertypen aufweist, sind die Grabenbagger. Bedingt durch günstige Bodenverhältnisse, findet man diese Geräte sehr häufig im Einsatz. Abb. 10 zeigt einen Schaufelrad-Grabenbagger der Firma Treacher als Aufbaugerät. Die Firma Barber Greene produziert mehrere Typen von Graben-Kettenbaggern, die, wie in Abb. 11 dargestellt, senkrecht in den Boden fräsen. Das gebaggerte Gut wird auf ein Transportband abgeworfen und seitlich zu dem Graben transportiert. Interessant bei dieser Konstruktion ist, daß die Hinterwand der einzelnen Löffel bei dem Abwurf auf das Band sich nach vorne bewegt, so daß eine einwandfreie Entleerung der Grabgefäße durchgeführt wird. In Abb. 12 ist eine meist auf Lastwagen montierte Einrichtung sichtbar, die wohl die einfachste Art eines Grabenbaggers darstellt, eine Grabenfräse. An der Kette sind seitliche Schlaghaken befestigt, die

von Glied zu Glied gegeneinander versetzt sind. Die Kette läuft mit außerordentlicher Geschwindigkeit ebenfalls auf ein seitlich austragendes Transportband. Die Grabenfräse selbst wird von einer Zapfwelle des Lastwagens angetrieben.

Das Gebiet des Laderbaues ist in den Vereinigten Staaten außerordentlich umfangreich. Überall wo Schüttgüter zu verladen sind, werden diese Geräte eingesetzt. Sie werden jedoch auch vielfach verwandt, um kleinste Baugrubenaushübe bei sehr leichten Böden durchzuführen. Abb. 13 zeigt ein solches Ladegerät beim Laden von Schutt und leichtem Boden bei einer Baugrube in New York. Eine

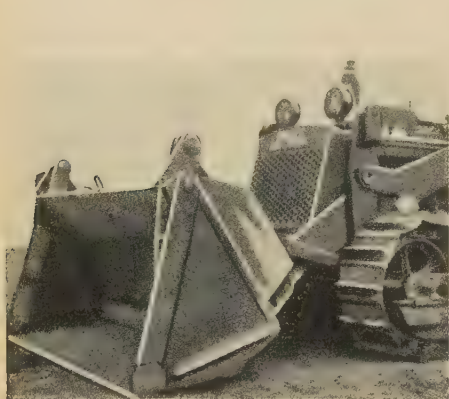


Abb. 16. Raupenfahrbares Ladegerät.

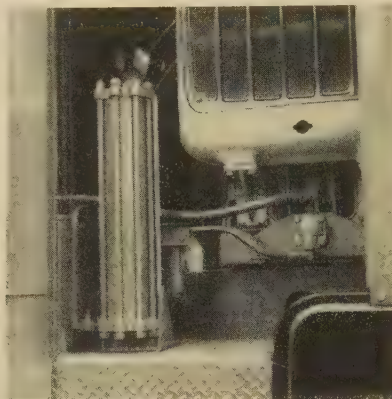


Abb. 17. Zahnradpumpe.

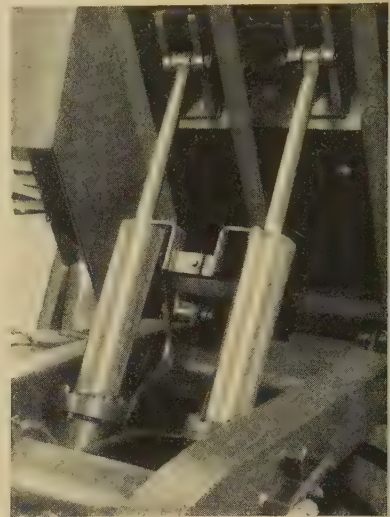


Abb. 18.

große Anzahl dieser Ladegeräte läuft auf Gummireifen. Ein besonders interessantes Gerät war der Schwenkschaufel-lader der Firma Pettibone (Abb. 14). Bei diesem Gerät sind Vorder- und Hinterräder lenkbar, so daß es außerordentlich beweglich ist. Sehr beliebt ist außerdem die Kombination eines Becherwerkkladers mit einem Förderband, wie in Abb. 15 dargestellt. Durch die Flügel, die auf einer Welle aufgesetzt sind, wird das Schüttgut den Bechern zugebracht und auf das Transportband geschürft. Ein raupenfahrbares Ladegerät zeigt die Abb. 16. Diese Ladeschaufel wird nicht wie üblich gekippt, sondern wie ein Greiferkorb geöffnet. Dies bringt den Vorteil einer größe-

den als Hydraulikpumpen in den Staaten Zahnradpumpen mit einem Druck von durchweg 75—80 atü angewandt. Abb. 17 zeigt eine kleine Hydraulikpumpe für Steuerung mit Akkumulator. Die Pumpe wird also nicht dauernd benutzt, sondern lädt den Akkumulator nur von Zeit zu Zeit auf. Abb. 18 stellt 2 Hydraulikzylinder für Kippvorgänge bei Mulden, meist in teleskopartiger Ausbildung, dar. Sie wird 2-fach angebracht mit Rücksicht auf Kardan-

welle oder Differential. Die oberste Stufe ist mit Rückzug ausgerüstet. Eine ganze Reihe von Hydraulik-Kippvorrichtungen werden mit liegenden Zylindern ausgestattet, wie auf Abb. 19 die Lenk-Schrägstellung eines Graders dargestellt. Die Entwicklung scheint auf diesem Gebiet so weit zu gehen, daß man in Kürze mit der Erscheinung von Hydraulikmotoren in größerer Anzahl auf dem Markt in USA rechnen muß. Ein solcher Hydraulikmotor für die Planierschilddrehung eines Graders zeigt Abb. 20.

Im Rahmen dieses Berichtes konnten nur einzelne hervorstechende Vertreter und Typen der Bagger und Ladegeräte erwähnt werden. Trotzdem die Bagger auf den

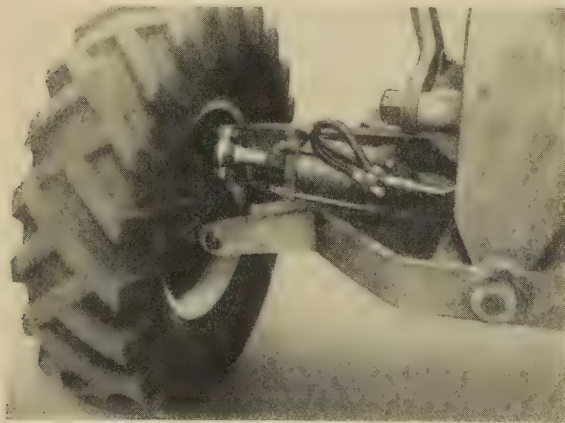


Abb. 19. GRADER-Lenk-Schrägstellung.

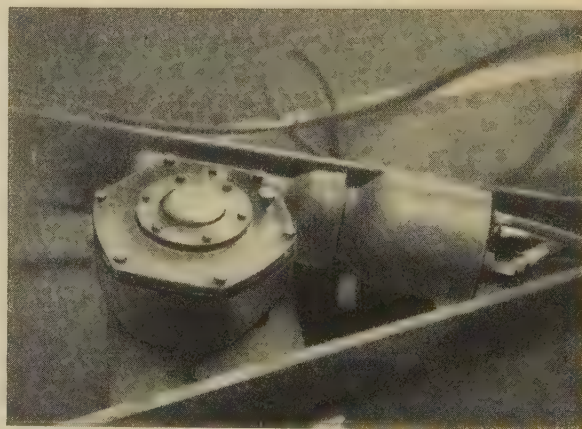


Abb. 20. Hydraulik-Motor.

ren Entleerungshöhe. Wenn die vordere Klappe hochgezogen wird, kann dieses Gerät auch als Planieraupe arbeiten.

Zur Hydraulik ist zu sagen, daß auf diesem Gebiet in den Staaten außerordentlich viel geplant wird und man erwarten kann, daß sie in kürzester Zeit viel mehr als bisher in den Vordergrund treten wird. Einzig und allein die Firma Le Tourneau bleibt anscheinend bei ihren elektrischen Antrieben mit der Erklärung, diese seien bei der Beschränkung auf so wenige Typen genauso wirtschaftlich zu bauen wie die Hydraulikantriebe. Im allgemeinen wer-

Großbaustellen vielfach durch Flachbaggergeräte verdrängt worden sind, ist ihre Produktion infolge der vielseitigen Verwendungsmöglichkeit außerordentlich hoch. Für deutsche Verhältnisse besonders interessant dürften die hydraulischen Bagger sein, die gerade für sehr viele kleine und kleinste Arbeiten infolge ihrer leichten Transportfähigkeit und ihrer geringen Reparaturanfälligkeit bevorzugt werden. Auch auf dem Gebiet der Lader, die in allen möglichen Variationen anzutreffen sind, sowie der Grabenfräsen ist eine Weiterentwicklung von der deutschen Baumaschinenindustrie sicher zu erwarten.

Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben

Von Dr.-Ing. H. Aichinger in Fa. Wiemer & Trachte, Dortmund

1. Übersicht

1.1. Zylinderschalen, offene Querschnitte. Da in Faltwerk als Schale mit unstetiger Krümmung aufgefaßt werden kann, ist die Annahme begründet, daß die Spannungsgößen (Schnittkräfte) einer Zylinderschale um so weniger von jener eines „zugeordneten Faltwerkes“ abweichen werden, je genauer das Faltwerk der Querschnittsform der Schale folgt. Man ersetzt daher — nur für die

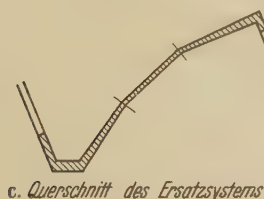
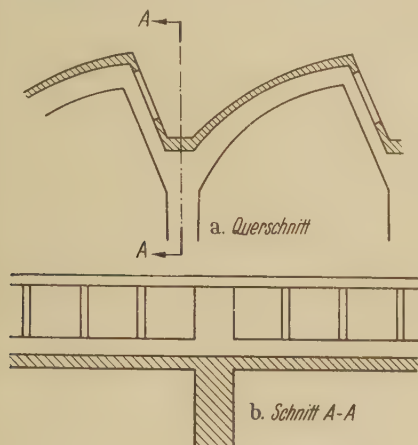


Abb. 1. Sheddach.

Berechnung — die Schale durch ein „zugeordnetes Faltwerk“, wenn die numerische Rechnung nach der Schalentheorie zu aufwendig wird. Der Genauigkeitsgrad dieser Näherung ist wählbar.

Trotz neuerer Erkenntnisse und Berechnungsmethoden, die in den letzten Jahren (besonders für die Kreiszylinderschale) entwickelt wurden, ist die Berechnung von Zylinderschalen veränderlicher Krümmung und veränderlicher Wandstärke nach der Schalentheorie numerisch sehr schwierig [1].

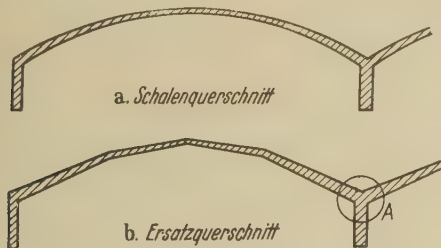


Abb. 2. Tonnenschale.

Durch die ersatzweise Einführung eines Faltwerkes vereinfacht sich der Rechnungsgang erheblich, wie an einem Beispiel gezeigt werden wird.

Abb. 1 zeigt eine Innenschale einer durchlaufenden Sheddachschalenreihe mit kreisförmiger Schalenkrümmung und veränderlicher Wandstärke.

Abb. 2 zeigt den Querschnitt einer Tonnenschalenreihe veränderlicher Wandstärke und parabolischer Krümmung des Schalengliedes.

1.2. Träger, geschlossene Querschnitte, ein- oder mehrfach zusammenhängende Ränder. Träger,

die als Hohlquerschnitte mit dünnen Wänden ausgebildet sind, finden im Hallen- und Brückenbau aus Gewichtsparsnisgründen und der Vorteile der Kabelführung wegen häufige Anwendung. Die besonders unangenehme Verdrehungsbeanspruchung durch exzentrisch zum Schubmittelpunkt wirkende Lasten läßt sich durch Anwendung der einfachen Faltwerkstheorie ohne Schwierigkeit erfassen (siehe Beispiel) Abb. 3.

Abb. 4 zeigt den Querschnitt einer Parallelgurträgerbrücke unter exzentrischer Belastung. Der Querschnitt ist meist durch Querschotte ausgesteift.

1.3. Teils offene, teils geschlossene Querschnitte. Die Berechnung einer Kombination von 1.1. und 1.2. ist natürlich ebenso möglich. Fälle, in denen in einer Kante mehr als zwei Einzelscheiben zusammentreffen

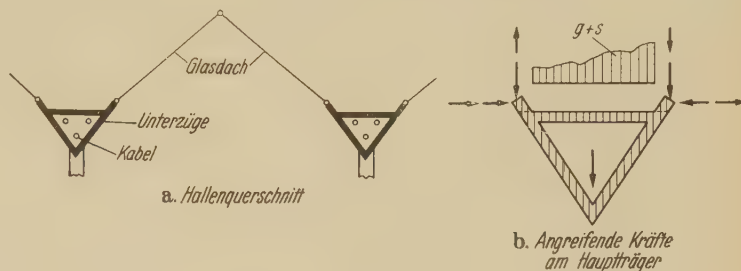


Abb. 3. Hallenträger mit Hohlquerschnitt.

(Abb. 2, Punkt A), können unter Zuhilfenahme einer zusätzlichen Formänderungsbedingung ebenfalls gelöst werden.

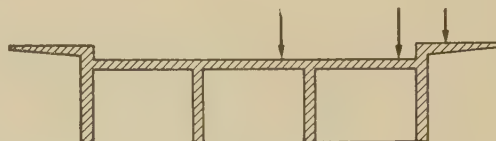


Abb. 4. Brückenquerschnitt.

1. Teil: Berechnungsgrundlagen.

Die theoretischen Grundlagen der Faltwerksberechnung wurden bereits mehrfach behandelt [2]. Sie werden hier nur abgeleitet, weil eine strengere Anlehnung an die

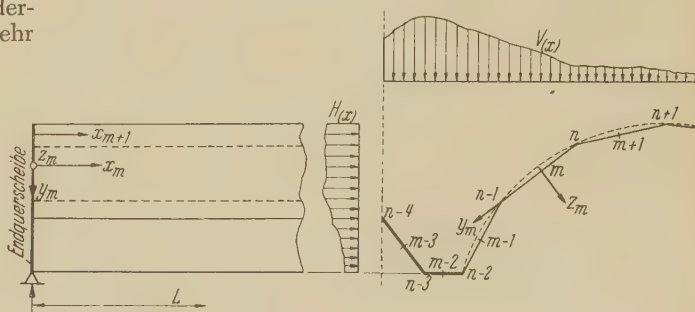


Abb. 5. Bezeichnungen.

Balkenbiegelehre und gewisse spezielle Methoden der Bau- statik gegeben werden soll, die besonders für durchlaufende Tragwerke der besprochenen Art eine erhebliche Vereinfachung der Berechnung bringt. Die üblichen Vereinfachungen, wie biegsame Endquerscheiben usw., werden als bekannt vorausgesetzt.

2. Koordinaten und grundlegende Bezeichnungen

Eine Einzelscheibe des Ersatzfaltwerkes habe die Koordinaten x_m, y_m, z_m , deren Ursprung in der Endquerscheibe und im Schwerpunkt der Einzelscheibe liege. Die zuge-

ordneten Verschiebungen werden mit u_m, v_m, w_m bezeichnet. Die Begrenzungskanten $n, n-1$ der Scheiben m sind im Schalenbereich in beliebiger Anzahl gewählt, je nach gewünschter Genauigkeit.

Die Belastungen $V(x)$ und $H(x)$ seien veränderlich, doch muß für alle Einzelscheiben in x -Richtung dasselbe Verteilungsgesetz gelten. Da in der Berechnungsweise grundsätzlich kein Unterschied besteht, soll im weiteren nur die Belastung $V(x)$ behandelt werden.

3. Das Nullsystem

Verteilung der Auflast $V(x)$ auf die Kanten n . Man denkt sich die Kanten vorübergehend unverschieblich unterstützt (Abb. 6) und den Querschnitt im Schnitt $x = x_0$ mit der Auflast $V^0 = V(x_0)$ [t/m] belastet.

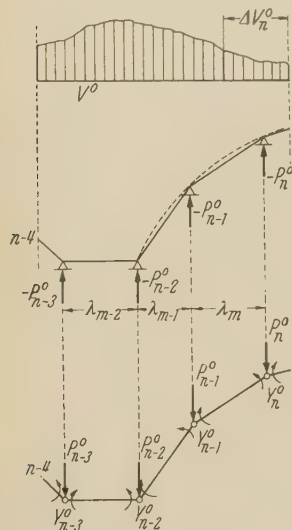


Abb. 6. Unverschiebliche Stützung.

Abb. 7. Das Nullsystem.

Den so gestützten durchlaufenden Stabzug berechnet man am einfachsten mit dem Momentenausgleichsverfahren, wobei im Schalenbereich ($n-2$ bis $n+r$ nach Abb. 6) das Verfahren für den krummen Stab anzuwenden ist (z. B. Lindner: Bautechnik 31 (1954), S. 152. Große Genauigkeit ist nicht am Platze. Man kann sogar bei genügend enger Teilung die Stützenmomente Y_n^0 im Schalenbereich (Y_{n-2} bis Y_{n+r} nach Abb. 6) und die zugehörigen Feldmomente Y_m^0 Null setzen.

Das so erhaltene Lastbild möge als Nullsystem bezeichnet werden (Abb. 7). Man hat dann nach Abb. 6 u. 7

$$P_n^0 = \Delta V_n^0 + \frac{Y_{n-1}^0 - Y_n^0}{\lambda_m} + \frac{Y_{n+1}^0 - Y_n^0}{\lambda_{m+1}} \quad [\text{t/m}] \quad (3.1)$$

mit den zugehörigen Momenten Y_n^0, Y_m^0 [tm/m], die mit Ausnahme einer schmalen Randzone für die gesamte Tragwerkslänge gelten.

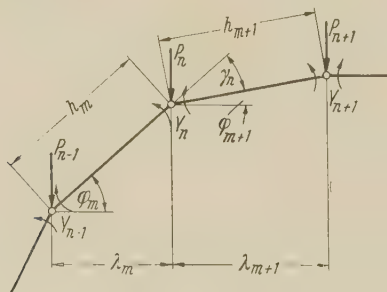


Abb. 8. Hauptsystem.

Ist z. B. die Kante $n-4$ ein freier Rand, so kann bei entsprechendem Seitenverhältnis $L \gg n-4, n-3$ das Moment Y_{n-4}^0 als Kragträgermoment ermittelt werden. Sonst muß das Moment einer dreiseitig gelagerten Platte entnommen werden (s. Rüscher: Fahrplanplatten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 106).

4. Das Hauptsystem

Die Kanten sind in einer nach (x) veränderlichen Größe elastisch senkbar. Führen wir nun die aus der Änderung des Sehnwinkels γ_n entstehenden, ebenfalls mit (x) veränderlichen Kantenmomente Y_n ein, so erhalten wir das „Hauptsystem“ (Abb. 8) als Gelenkscheibenwerk.

Da die Momente Y_n^0 in Y_n nicht enthalten sind, ergeben sich die endgültigen Kantenmomente aus

$$M_{y,n} = Y_n^0 + Y_n. \quad (4.1)$$

Die endgültigen Kantenlasten sind dann mit

$$\lambda_m = h_m \cdot \cos \varphi_m, \quad (4.2)$$

$$P_n = P_n^0 + \Delta P_n = P_n^0 + \frac{Y_{n+1} - Y_n}{\lambda_{m+1}} - \frac{Y_n - Y_{n-1}}{\lambda_m} \quad (4.3)$$

und für eine Scheibe mit einem freien Rand, nach Abb. 7

$$P_{n-3} = P_{n-3}^0 + \Delta P_{n-3} = P_{n-3}^0 + \frac{Y_{n-2}}{\lambda_{m-2}} \quad (4.4)$$

mit $Y_{n-3} \approx 0$, wie es für die Berechnung von Randunterzügen im Stahlbetonbau üblich ist, deren Verdrehungswiderstand man auch vernachlässigt. (Genauere Behandlung s. Girkmann [3].)

Die P_n^0 sind darin bekannte Größen. Von den Zusatzlasten ist vorläufig nur bekannt

$$\sum_1^{n+r} \Delta P_n = 0, \quad (4.5)$$

wenn die Summe sich über das ganze Tragwerk erstreckt.

5. Die Scheibenlasten

Die Lasten P_n zerlegen wir nun in Richtung der anschließenden Scheibenebenen nach Abb. 9 und erhalten

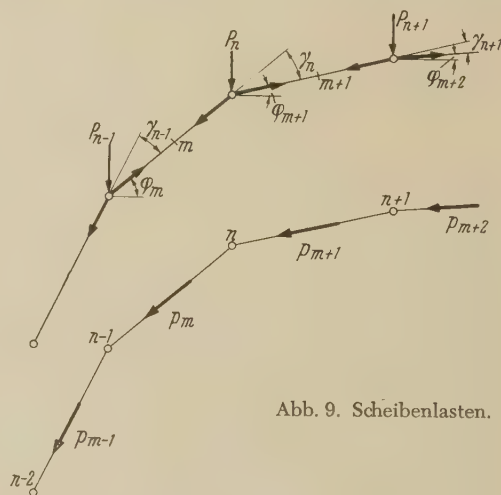


Abb. 9. Scheibenlasten.

daraus die Scheibenbelastungen. Wir setzen analog zu Gl. (4.3)

$$p_m = p_m^0 + \Delta p_m \quad (5.1)$$

und erhalten nach Abb. 9 mit φ_m als dem Sehnwinkeln zur Horizontalen und

$$\gamma_n = \varphi_m - \varphi_{m-1} \quad (5.2)$$

(positiv im Sinne von Abb. 9)

$$p_m = P_n \cdot \frac{\cos \varphi_{m+1}}{\sin \gamma_n} - P_{n-1} \cdot \frac{\cos \varphi_{m-1}}{\sin \gamma_{n-1}}, \quad (5.3)$$

$$p_{m+1} = P_{n+1} \cdot \frac{\cos \varphi_{m+2}}{\sin \gamma_{n+1}} - P_n \cdot \frac{\cos \varphi_m}{\sin \gamma_n}.$$

Die Resultierende p_m erhält daher nach Abb. 9 b positives Vorzeichen, wenn sie vom höher zum niedriger bezeichneten Knoten wirkt. Für die Endscheibe nach Abb. 7 haben wir dann mit sinngemäßen Bezeichnungen

$$p_1 = P_1 \cdot \frac{\cos \varphi_{II}}{\sin \gamma_1} = \frac{P_1}{\sin \gamma_1}, \quad (5.4)$$

wobei γ_1 nach Gl. (3.2) negatives Vorzeichen hat.

Gl. (5.1) in (5.3) eingesetzt und getrennt, ergibt:

$$p_m^0 = P_n^0 \cdot \frac{\cos \varphi_{m+1}}{\sin \gamma_n} - P_{n-1}^0 \cdot \frac{\cos \varphi_{m-1}}{\sin \gamma_{n-1}}, \quad (5.51)$$

$$\Delta p_m = Y_{n+1} \left[\frac{1}{\lambda_{m+1}} \cdot \frac{\cos \varphi_{m+1}}{\sin \gamma_n} \right] \quad (5.52)$$

$$\begin{aligned} & - Y_n \left[\left(\frac{1}{\lambda_{m+1}} + \frac{1}{\lambda_m} \right) \cdot \frac{\cos \varphi_{m+1}}{\sin \gamma_n} + \frac{1}{\lambda_m} \cdot \frac{\cos \varphi_{m-1}}{\sin \gamma_{n-1}} \right] \\ & + Y_{n-1} \left[\frac{1}{\lambda_m} \cdot \frac{\cos \varphi_{m+1}}{\sin \gamma_n} + \left(\frac{1}{\lambda_m} + \frac{1}{\lambda_{m-1}} \right) \cdot \frac{\cos \varphi_{m-1}}{\sin \gamma_{n-1}} \right] \\ & - Y_{n-2} \left[\frac{1}{\lambda_{m-1}} \cdot \frac{\cos \varphi_{m-1}}{\sin \gamma_{n-1}} \right]. \end{aligned}$$

Mit der Einführung von Abkürzungen für die bekannten geometrischen Größen in den eckigen Klammern kann man dann abgekürzt schreiben

$$p_m = p_m^0 + \Delta p_m, \quad (5.6)$$

$$p_m = p_m^0 + c_{m,n+1}^0 \cdot Y_{n+1} - c_{m,n}^0 \cdot Y_n + c_{m,n-1}^0 \cdot Y_{n-1} - c_{m,n-2}^0 \cdot Y_{n-2},$$

wobei für das gesamte Tragwerk wieder gelten muß:

$$\sum_0^m \Delta p_m = 0. \quad (5.7)$$

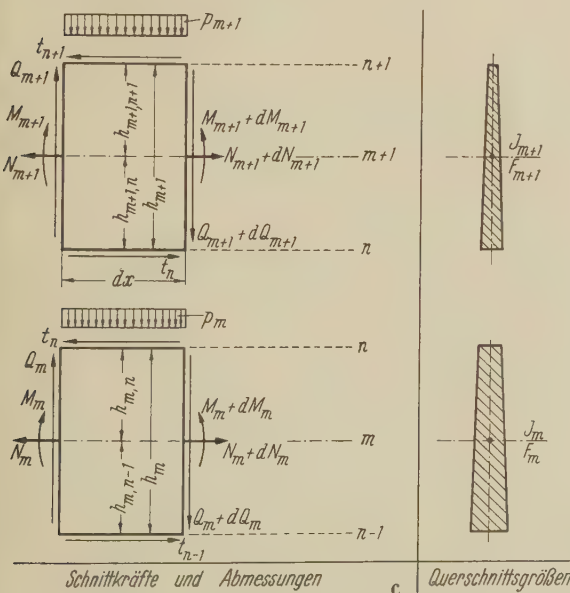
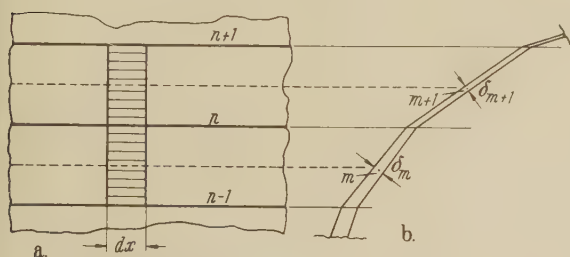


Abb. 10. Schnittkräfte.

6. Die Gleichgewichtsbedingungen in x-Richtung

Schneidet man aus zwei benachbarten Scheiben m , $m+1$ zwei Scheibenelemente nach Abb. 10 heraus, so erhält man folgende Beziehungen der Schnittkräfte, die auf die Scheibendicke δ_m und die Querschnittsschwerachsen m , $m+1$ bezogen sind:

$$-\frac{dQ_m}{dx} + p_m = 0, \quad (6.11)$$

$$-\frac{dN_m}{dx} - t_n + t_{n-1} = 0, \quad (6.12)$$

$$\frac{dM_m}{dx} + t_n \cdot h_{m,n} + t_{n-1} \cdot h_{m,n-1} - Q_m = 0, \quad (6.13)$$

$$\frac{dQ_{m+1}}{dx} + p_{m+1} = 0, \quad (6.21)$$

$$\frac{dN_{m+1}}{dx} - t_{n+1} + t_n = 0, \quad (6.22)$$

$$\frac{dM_{m+1}}{dx} + t_{n+1} \cdot h_{m+1,n+1} + t_n \cdot h_{m+1,n} - Q_{m+1} = 0; \quad (6.23)$$

Die unbekannten, auf die Scheibenstärke δ bezogenen Schubkräfte

$$t_n = \tau_n \cdot \delta_n \quad (6.3)$$

können nur aus den Verträglichkeitsbedingungen ermittelt werden. Da die Scheiben m , $m+1$ längs der Kante n unverschieblich verbunden sind, muß für jeden Ort $x = x_0$ gelten

$$\varepsilon_{m,n} = \varepsilon_{m+1,n}, \quad (6.4)$$

wenn man mit ε die bezogene Dehnung bezeichnet. Dazu benötigen wir

7. Die Formänderungsbedingungen in x-Richtung

Da laut Voraussetzung bezüglich der Spannungsverteilung das Naviersche Geradliniengesetz gelten soll, können wir den Ansatz machen

$$\sigma_{x,m} = a_m + b_m \cdot y_m, \quad (7.1)$$

mit a_m , b_m als allein von (x) abhängigen Formänderungsgrößen.

Die Schnittkräfte lauten dann

$$N_m = \int_{F_m} \sigma_{x,m} dF_m = a_m \int_{F_m} dF_m + b_m \int_{F_m} y_m dF_m, \quad (7.2)$$

$$M_m = \int_{F_m} \sigma_{x,m} y_m dF_m = a_m \int_{F_m} y_m dF_m + b_m \int_{F_m} y_m^2 dF_m. \quad (7.3)$$

Bezeichnet man die Verschiebungen eines Querschnittspunktes der Scheibe m in Richtung der Koordinaten x , y mit u , v , so folgt nach bekannten Ableitungen der Balkenbiegelehre

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{du}{dx}, \quad (7.41)$$

$$u = u_m - \frac{dv_m}{dx} \cdot y, \quad (7.42)$$

$$\varepsilon_x = \frac{du_m}{dx} - \frac{d^2v_m}{dx^2} \cdot y, \quad (7.43)$$

$$\sigma_x = E \left(\frac{du_m}{dx} - \frac{d^2v_m}{dx^2} \cdot y \right). \quad (7.44)$$

Der Koeffizientenvergleich mit Gl. (7.1) ergibt

$$a_m = E \frac{du_m}{dx}; \quad b_m = -E \frac{d^2v_m}{dx^2}; \quad (7.5)$$

Dies setzt man in Gl. (7.2) und (7.3) ein, drückt die rechte Seite durch Gl. (6.1) aus und differenziert zweimal nach (x) :

$$-\frac{d^3u_m}{dx^3} \int_{F_m} dF_m + \frac{d^4v_m}{dx^4} \int_{F_m} y dF_m = \frac{1}{E} \cdot \left(-\frac{dt_n}{dx} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \right), \quad (7.61)$$

$$-\frac{d^3u_m}{dx^3} \int_{F_m} y dF_m + \frac{d^4v_m}{dx^4} \int_{F_m} y^2 dF_m =$$

$$= \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{dt_n}{dx} \cdot h_{m,n} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot h_{m,n-1} + p_m \right); \quad (7.62)$$

Unter den Voraussetzungen nach Abb. 10 wird

$$\int_{F_m} y dF_m = 0; \quad \int_{F_m} y^2 dF_m = I_m, \quad (7.63)$$

so daß sich die Gl. (7.6) vereinfachen zu

$$\frac{d^3 u_m}{dx^3} = \frac{1}{EF_m} \cdot \left(\frac{dt_n}{dx} - \frac{dt_{n-1}}{dx} \right), \quad (7.71)$$

$$\frac{d^4 v_m}{dx^4} = \frac{1}{EI_m} \cdot \left(\frac{dt_n}{dx} h_{m,n} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot h_{m,n-1} + p_m \right). \quad (7.72)$$

Setzt man nun in Gl. (6.4) ein, so ergeben sich

8. Die Verträglichkeitsbedingungen in x-Richtung

Für die Kante n formuliert, lauten sie mit Gl. (7.4) unter Berücksichtigung des Vorzeichens von y :

$$\frac{d^3 u_m}{dx^3} + \frac{d^4 v_m}{dx^4} \cdot h_{m,n} = \frac{d^3 u_{m+1}}{dx^3} - \frac{d^4 v_m}{dx^4} \cdot h_{m+1,n}. \quad (8.1)$$

Nun setzt man Gl. (7.7) ein, ordnet nach fallenden Indices und erhält schließlich

$$\begin{aligned} & \frac{dt_{n+1}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m+1,n+1}}{I_{m+1}} \cdot h_{m+1,n} - \frac{1}{F_{m+1}} \right) + \\ & + \frac{dt_n}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m+1,n}^2}{I_{m+1}} + \frac{1}{F_{m+1}} + \frac{h_{m,n}^2}{I_m} + \frac{1}{F_m} \right) + \\ & + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m,n-1}}{I_m} \cdot h_{m,n} - \frac{1}{F_m} \right) = -p_{m+1} \frac{h_{m+1,n}}{I_{m+1}} - p_m \cdot \frac{h_{m,n}}{I_m}. \end{aligned} \quad (8.2)$$

Man erhält soviel Gleichungen als Kanten vorhanden beziehungsweise angenommen sind. Für freie Ränder gilt

$$t_1 = 0; \quad t_{n+r} = 0; \quad (8.21)$$

Weiter ist den Gleichungen zu entnehmen, daß für den wichtigsten Fall einer in x -Richtung gleichmäßig verteilten Auflast $p_m = \text{const}$ je Scheibe auch gelten muß:

$$\frac{dt_n}{dx} = \text{const} \quad (8.22)$$

und daß mit $p_m = p_m(x) \neq \text{const}$ gilt:

$$p_m(x) = \nu \cdot \frac{dt_n}{dx} \quad \text{mit } \nu = \text{const} \quad (8.23)$$

Die Lösungen der Gl. (8.2) können wir mit den numerisch bekannten Werten $c_{n,m}$ folgendermaßen anschreiben:

$$\frac{dt_n}{dx} = \sum_{m=1}^m c_{n,m} \cdot p_m; \quad \frac{dt_{n+1}}{dx} = \sum_{m=1}^m c_{n+1,m} \cdot p_m. \quad (8.3)$$

Die Trennung in bekannte und unbekannte Größen nach Gl. (5.1) ergibt

$$\frac{dt_n}{dx} = \sum_{m=1}^m c_{n,m} \cdot p_m^0 + \sum_{m=1}^m c_{n,m} \cdot \Delta p_m. \quad (8.31)$$

Nun müssen wir noch die Werte Δp_m durch die Gl. (5.6) ausdrücken.

$$\begin{aligned} \frac{dt_n}{dx} &= \sum_{m=1}^m c_{n,m} \cdot p_m^0 + \\ &+ \sum_{m=1}^m c_{n,m} \cdot (c_{m,n+1}^0 \cdot Y_{n+1} - c_{m,n}^0 \cdot Y_n + c_{m,m-1}^0 \cdot Y_{n-1} - \\ &- c_{m,n-2}^0 \cdot Y_{n-2}). \end{aligned} \quad (8.32)$$

Wir kürzen ab und schreiben statt Gl. (8.32)

$$\frac{dt_n}{dx} = c_n + \sum k_{n,n} \cdot Y_n. \quad (8.4)$$

9. Die Durchführung der Integrationen

(S. auch Abschnitt 11)

Wir betrachten jede Einzelscheibe für sich als Balken auf zwei oder mehr Stützen (Durchlaufträger) mit beliebigen Stützweiten $L_1, L_2 \dots$

Für den Durchlaufträger gibt es zahlreiche Tabellenwerke (z. B. Anger: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger), aus denen sich die Schnittkräfte mit Hilfe von Einflußwerten (Winklersche Zahlen, Einflußlinien) direkt berechnen lassen — ohne den Umweg über die Biegelinien der Einzelfelder.

9.1. Analogiebeziehungen. Für den einfachen Balken mit der Auflast $q(x)$ gilt

$$Q_x = q \cdot L \cdot \eta_Q(x) \quad \text{mit} \quad \frac{dQ}{dx} = -q$$

mit η_1 als Einflußzahl für $x = x_1$.

Nach Gl. (7) und (8) muß daher auch gelten

$$t_n(x) = -\frac{dt_n}{dx} \cdot L \cdot \eta_Q(x). \quad (9.11)$$

Man erhält damit punktweise für bestimmte Werte von $x = x_1, x_2, x_3 \dots$ die zugehörigen Werte

$$t_n(x_1), \quad t_n(x_2), \quad t_n(x_3) \dots$$

Mit Gl. (8.4) lautet Gl. (9.11)

$$t_n = (c_n + \sum k_{n,n} \cdot Y_n) \cdot L \cdot \eta_Q(x). \quad (9.12)$$

Das gleiche gilt natürlich für die Querkraft nach Gl. (6.11)

$$Q_m = p_m \cdot L \cdot \eta_Q(x). \quad (9.13)$$

Weiter ist nach Gl. (6.13) und (7.72)

$$\begin{aligned} \frac{d^2 M_m}{dx^2} &= -EI_m \cdot \frac{d^4 v_m}{dx^4} = \\ &= -\left(\frac{dt_n}{dx} \cdot h_{m,n} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot h_{m,n-1} + p_m \right). \end{aligned} \quad (9.14)$$

Für den Balken mit der Auflast q gilt wieder

$$M_x = q \cdot L^2 \cdot \eta_M(x) \quad \text{mit} \quad \frac{d^2 M}{dx^2} = -q.$$

Man findet analog zu Gl. (9.11)

$$M_m = \left(\frac{dt_n}{dx} \cdot h_{m,n} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot h_{m,n-1} + p_m \right) \cdot L^2 \cdot \eta_M(x) \quad (9.15)$$

und schließlich durch Einsetzen von Gl. (8.4) und (9.14)

$$\begin{aligned} M_m &= L^2 \cdot \eta_M(x) \cdot \\ &\cdot \left[\left(c_n + \sum k_{n,n} \cdot Y_n \right) \cdot h_{m,n} + \left(c_{n-1} + \sum k_{n-1,n} \cdot Y_n \right) h_{m,n-1} + \right. \\ &+ \left(p_m^0 + c_{m,n+1}^0 \cdot Y_{n+1} - c_{m,n}^0 \cdot Y_n + \right. \\ &+ \left. c_{m,n-1}^0 \cdot Y_{n-1} - c_{m,n-2}^0 \cdot Y_{n-2} \right) \left. \right]. \end{aligned}$$

Entsprechend der numerischen Rechnung schreiben wir für Gl. (9.16) wieder abgekürzt

$$M_m = \left(C_m + \sum K_{m,n} \cdot Y_n \right) \cdot L^2 \cdot \eta_M(x) \quad (9.17)$$

mit den Unbekannten Y_n .

Dieselbe Entwicklung wie für das Moment gilt auch für die Normalkräfte N_m , denn wir haben nach Gl. (6.12), (7.71) und (8.4)

$$\begin{aligned} \frac{d^2 N_m}{dx^2} &= EF_m \cdot \frac{d^3 u_m}{dx^3} = \frac{dt_n}{dx} - \frac{dt_{n-1}}{dx}, \\ \frac{d^2 N_m}{dx^2} &= c_n + \sum k_{n,n} \cdot Y_n - \left(c_{n-1} + \sum k_{n-1,n} \cdot Y_n \right), \end{aligned} \quad (9.18)$$

$$N_m = - \left[(c_n - c_{n-1}) + \left(\sum k_{n,n} \cdot Y_n - \sum k_{n-1,n} \cdot Y_n \right) \right] L^2 \cdot \eta_M(x). \quad (9.19)$$

Wir haben nun alle Schnittkräfte so ausgedrückt, daß sie als einzige Unbekannte nur mehr die Momente Y_n enthalten und können nun an die Berechnung der Y_n gehen. Hierbei ergeben sich nach Abschnitt 11 zusätzliche Regeln für die Durchführung der Integrationen der Glieder, die die Kantenmomente Y_n enthalten.

10. Berechnung der Kantenmomente Y_n

Wie schon unter 4. erwähnt, werden die Kanten n unter der Belastung P_n bestimmte Verschiebungen in Richtung der y -, z -Koordinaten erleiden, die wir als elastische Stützensenkungen mit den Komponenten v_n, w_n auffassen

können. Diese Verschiebungsgrößen sind von (x) abhängig. Für die numerische Rechnung müssen wir daher die Biegelinie an verschiedenen Stellen $x/L = 0,1 - 0,2 \dots$ berechnen, und zwar nur für eine beliebige Einzelscheibe. Für die anderen Scheiben genügt ein ausgezeichneter Punkt, da die Biegelinien aller Scheiben laut Voraussetzung 2. über die Belastungsverteilung bei gleichen Randbedingungen affin sein müssen.

10.1. Die Verschiebung der Einzelscheiben in y_m -Richtung. Wir betrachten vorerst die Einzelscheiben aus ihrem Zusammenhang mit den Nachbarscheiben (Kanten n) gelöst. Da wir soviel y -Richtungen angenommen haben, als Einzelscheiben vorhanden oder angenommen sind, gilt, wie bisher unter Vernachlässigung der Querkraft und Normalkrafteinflüsse, nach Gl. (7.72) und (9.14) für jede Einzelscheibe m :

$$\frac{d^4 v_m}{dx^4} = \frac{1}{EI_m} \cdot \left(\frac{dt_n}{dx} \cdot h_{m,n} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot h_{m,n-1} + p_m \right),$$

$$\frac{d^4 v_m}{dx^4} = \frac{1}{EI_m} \cdot \frac{d^2 M_m}{dx^2}$$

Die zweimalige Integration ergibt

$$\frac{d^2 v_m}{dx^2} = - \frac{M_m}{EI_m}, \quad (10.11)$$

woraus mit Gl. (9.17) folgt

$$\frac{d^2 v_m}{dx^2} = - \frac{1}{EI_m} \cdot \left(C_m + \sum^n K_{m,n} \cdot Y_n \right) \cdot L^2 \cdot \eta_M(x). \quad (10.12)$$

Nun wenden wir den Mohrschen Satz über die Biegelinie an und betrachten in bekannter Weise M_m/EI_m als Auflast eines Balkens auf zwei Stützen mit der Stützweite 1. Das Ergebnis können wir anschreiben mit

$$v_m = \frac{1}{EI_m} \cdot \left(C_m + \sum^n K_{m,n} \cdot Y_n \right) \cdot L^4 \cdot \eta_M(x) \cdot \bar{\eta}_M(x). \quad (10.13)$$

10.2. Die Verschiebungen der Scheiben in den z_m -Richtungen. Um den Zusammenhang der Einzelscheiben wieder herzustellen, müssen wir den Einzel-

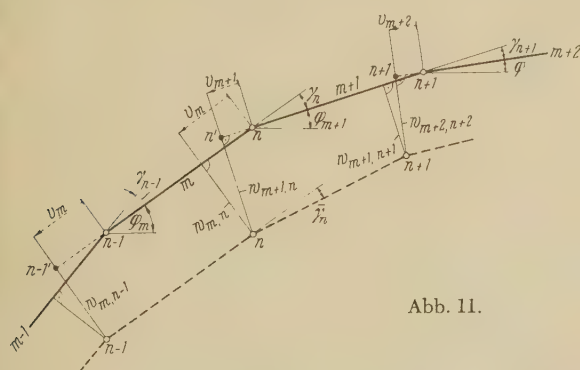


Abb. 11.

scheiben m nach den üblichen kinematischen Gesetzen auch Verschiebungen in den z_m -Richtungen erteilen. Die geometrischen Zusammenhänge sind aus Abb. 11 ersichtlich.

$$w_{m,n-1} = v_{m-1}/\gamma_{n-1} - v_m \cdot \cotg \gamma_{n-1}, \quad (10.21)$$

$$w_{m,n} = v_m \cdot \cotg \gamma_n - v_{m+1}/\sin \gamma_n, \quad (10.22)$$

$$w_{m+1,n} = v_m/\sin \gamma_n - v_{m+1} \cdot \cotg \gamma_n, \quad (10.23)$$

$$w_{m+1,n+1} = v_{m+1} \cotg \gamma_{n+1} - v_{m+2}/\sin \gamma_{n+1}. \quad (10.24)$$

Die Änderung des Winkels γ_n formulieren wir mit

$$\delta \gamma_n = \gamma_n - \gamma_n \quad (10.25)$$

und lesen aus Abb. 11 ab

$$\delta \gamma_n = (w_{m,n-1} - w_{m,n}) \frac{1}{h_m} - (w_{m+1,n} - w_{m+1,n+1}) \frac{1}{h_{m+1}}. \quad (10.26)$$

Nun bringen wir in den Punkten n die Momente Y_n an. Ihre Größe ist aus der Beziehung bestimmbar, daß im endgültigen Zustand die Größe des Winkels γ_n erhalten bleiben muß.

Die Trägheitsmomente um die Y_m -Achsen wollen wir nach Abb. 12 mit Θ_m bezeichnen. Da nach Voraussetzung die Schalenstärke δ_m einer Einzelscheibe m zwischen den Begrenzungspunkten $n-1, n$ beliebig veränderlich sein soll, müssen wir auch die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes Θ_m berücksichtigen.

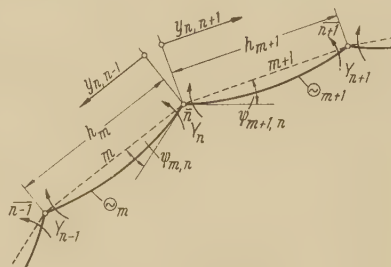


Abb. 12. Winkeländerungen.

Die Kantenmomente Y_n erzeugen die Biegewinkel

$$\psi_{m,n} = \frac{Y_{n-1}}{h_m^2} \cdot \int_0^{h_m} \frac{y_{n,n-1} \cdot (h_m - y_{n,n-1})}{E \Theta_m} dy + \frac{Y_n}{h_m^2} \int_0^{h_m} \frac{y_{m,n-1}^2}{E \Theta_m} dy, \quad (10.27)$$

$$\psi_{m+1,n} = \frac{Y_n}{h_{m+2}^2} \int_0^{h_{m+1}} \frac{y_{m,n+1}^2}{E \Theta_{m+1}} dy + \frac{Y_{n+1}}{h_{m+1}^2} \int_0^{h_{m+1}} \frac{(h_{m+1} - y_{n,n+1}) y_{n,n+1}}{E \Theta_{m+1}} dy; \quad (10.28)$$

worin $y_{n,n-1}$ und $y_{n,n+1}$ nach Abb. 12 zu rechnen sind. Die Integration wird am einfachsten nach der Simpson'schen Regel (Summe von Teilintegrationen zweier dreieckförmiger Momentenflächen) durchgeführt.

Die Bedingung für die Unveränderlichkeit des Winkels lautet nun

$$\delta \gamma_n + \psi_{m,n} + \psi_{m+1,n} = 0. \quad (10.29)$$

Wir erhalten soviel Gleichungen, als unbekannte Kantenmomente vorhanden sind.

Setzen wir nun in Gl. (10.29) der Reihe nach die Gl. (10.28) bis (10.13) ein, so erhalten wir die endgültigen Bestimmungsgleichungen für die Kantenmomente Y_n .

11. Zusatz zu Abschnitt 9

Durchführung der Integrationen der Anteile, die die Kantenmomente Y_n enthalten. Wie aus Gl. (10.29) ersichtlich, sind die Kantenmomente Y_n von den Durchbiegungen v_m linear abhängig. Die Durchbiegungen v_m sind ihrerseits wieder Funktionen von x . Nun ist aber aus der Balkenbiegelehre bekannt, daß die Form einer Biegelinie ziemlich unempfindlich von der Änderung einer gegebenen Auflastverteilung ist, sondern vielmehr von den Randbedingungen abhängt.

Wir können daher gleich zu Beginn der Rechnung die Biegelinie eines wie das Tragwerk durchlaufenden Trägers, belastet mit $q = \text{const.} = 1$ aufstellen und in erster Näherung behaupten, daß diese Biegelinie affin zu den gesuchten sein muß.

Bezeichnen wir dann zum Beispiel die größte Durchbiegung im ersten Feld des Durchlaufträgers an der Stelle $x = x_0$ mit max v , so muß nach Gl. (10.29) an jeder Stelle $x = x_1$ die Beziehung gelten

$$Y_n(x_1) = \frac{v(x_1)}{\max Y_n} \cdot \max Y_n. \quad (11.1)$$

Nun setzen wir Gl. (11.1) in Gl. (9.1) ein und können nach den dort gezeigten Analogiebeziehungen die verschiedenen Integrationen durchführen.

12. Hauptspannungstrajektorien

Es ist üblich, Schalen in Richtung der Hauptzugspannungen zu bewahren. Dazu müssen wir für die Einzelscheibe noch einige Angaben machen.

Wir erhalten nach Gl. (7.1)

12.1. Die Normalspannungen

$$\frac{d^2 \sigma_m}{dx^2} = E \cdot \left(\frac{d^3 u_m}{dx^3} - \frac{d^4 v_m}{dx^4} \cdot y_m \right), \quad (12.11)$$

auf die Schalenstärke δ bezogen

$$\frac{d^2 n_x}{dx^2} = E \cdot \delta \cdot \left(\frac{d^3 u_m}{dx^3} - \frac{d^4 v_m}{dx^4} \cdot y_m \right), \quad (12.12)$$

und integrieren nach Gl. (9.15) oder bestimmen σ_m direkt aus Gl. (9.15) und (9.19).

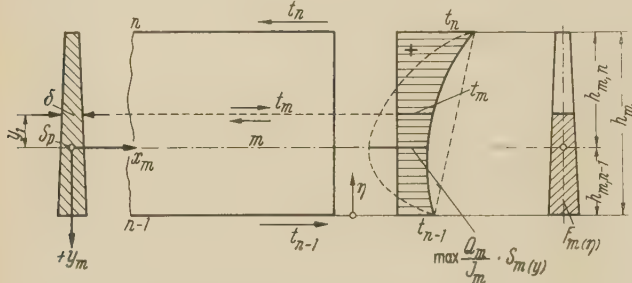


Abb. 13. Schubspannungsverteilung in der Einzelscheibe.

12.2. Näherungsweise Schubspannungsverteilung innerhalb einer Einzelscheibe.

Wir erhalten nach Abb. 13 mit Q_m = Querkraft nach Gl. (9.13) $S_m(y)$ = Statisches Moment der Querschnittsfläche, bezogen auf den Schwerpunkt der gesamten Fläche (Absolutwert),

$F_m(\eta)$ = Fläche zwischen $h_{m,n-1}$ und y_1 :

$$t_m = t_{n-1} + \frac{F_m(\eta)}{F_m} \cdot (t_n - t_{n-1}) \quad (12.21)$$

$$- \frac{S_m(y)}{I_m} (t_n \cdot h_{m,n} + t_{n-1} \cdot h_{m,n-1}) + \frac{Q_m}{I_m} \cdot S_m(y)$$

$$\int_{n-1}^n t_m dy = Q_m. \quad (12.22)$$

13. Erweiterung der Ansätze Abschnitt 6

13.1. Berücksichtigung einer Vorspannung. Zweck und Gründe einer Vorspannung im Stahlbetonbau werden als bekannt vorausgesetzt. Meistens wird es sich um die Vorspannung einer Randscheibe handeln. Man berechnet zweckmäßig zuerst das nicht vorgespannte Tragwerk und führt die Vorspannrechnung in einem gesonderten Rechnungsgang durch. Hierfür sind die Ansätze nach 6. entsprechend zu erweitern. Es sei die Scheibe m nach Abb. 10 c eine Randscheibe, die vorgespannt werden soll. Die Vorspannkräfte seien M_m^0 und N_m^0 und werden als bekannt vorausgesetzt.

Die Gleichgewichtsbedingungen lauten:

a) für das vorgespannte Randglied m :

$$\frac{dQ_m}{dx} = 0, \quad (13.11)$$

$$\frac{dN_m}{dx} + \frac{dN_m^0}{dx} - t_n = 0, \quad (13.12)$$

$$\frac{dM_m}{dx} + \frac{dM_m^0}{dx} + t_n \cdot h_{m,n} - Q_m = 0, \quad (13.13)$$

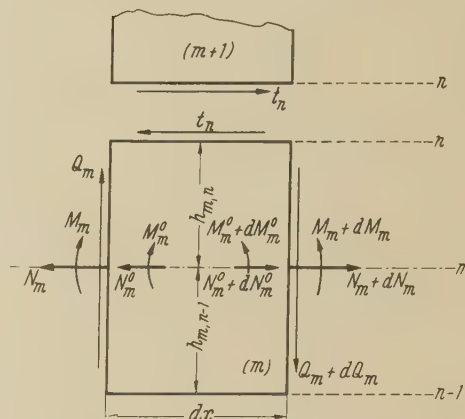


Abb. 14. Vorspannung einer Randscheibe.

b) für die nicht vorgespannten anschließenden Scheiben, für die die Ansätze für $m+1$ sinngemäß gelten:

$$\frac{dQ_{m+1}}{dx} = 0, \quad (13.14)$$

$$\frac{dN_{m+1}}{dx} - t_{n+1} + t_n = 0, \quad (13.15)$$

$$\frac{dM_{m+1}}{dx} + t_{n+1} \cdot h_{m+1,n+1} + t_n \cdot h_{m+1,n} - Q_{m+1} = 0. \quad (13.16)$$

13.2. Zusammenhang dreier Einzelscheiben in der Kante n .

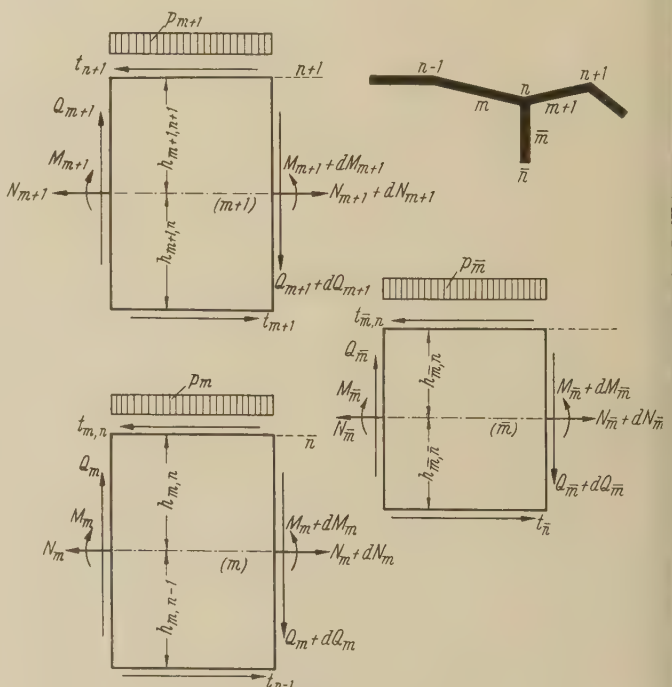


Abb. 15.

Die Gleichgewichtsbedingungen:

$$\frac{dQ_m}{dx} + p_m = 0, \quad (\text{Scheibe } m) \quad (13.21)$$

$$\frac{dN_m}{dx} + t_{n-1} - t_{m,n} = 0,$$

$$\frac{dM_m}{dx} + t_{n-1} \cdot h_{m,n-1} + t_{m,n} \cdot h_{m,n} - Q_m = 0;$$

$$\frac{dQ_m}{dx} + \bar{p}_m = 0, \quad (\text{Scheibe } \bar{m}) \quad (13.22)$$

$$\frac{dN_m}{dx} + t_n - t_{m,n} = 0,$$

$$\frac{dM_m}{dx} + t_n \cdot h_{m,n} + t_{m,n} \cdot h_{m,n} - Q_m = 0;$$

$$\frac{dQ_{m+1}}{dx} + p_{m+1} = 0, \quad (\text{Scheibe } m+1) \quad (13.23)$$

$$\frac{dN_{m+1}}{dx} - t_{n+1} + t_{m+1,n} = 0,$$

$$\frac{dM_{m+1}}{dx} + t_{n+1} \cdot h_{m+1,n+1} + t_{m+1,n} \cdot h_{m+1,n} - Q_{m+1} = 0.$$

Die zusätzlichen Gleichgewichtsbedingungen lauten unter Berücksichtigung des freien Randes n :

$$t_{m,n} + t_{m,n} - t_{m+1,n} = 0, \quad (13.24)$$

$$t_n = 0. \quad (13.25)$$

Mit den Verträglichkeitsbedingungen

$$\varepsilon_{m,n} = \varepsilon_{m,n} = \varepsilon_{m+1,n} \quad (13.26)$$

erhalten wir schließlich, als Ersatz für Gl. (8.2) mit der entsprechenden Unbekannten $\frac{dt_n}{dx}$, drei Gleichungen mit den

entsprechenden drei Unbekannten $\frac{dt_{m+1,n}}{dx}$, $\frac{dt_{m,n}}{dx}$, $\frac{dt_{m,n}}{dx}$

$$\frac{dt_{n+1}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m+1,n+1}}{I_{m+1}} \cdot h_{m+1,n} - \frac{1}{F_{m+1}} \right) + \quad (13.27)$$

$$+ \frac{dt_{m+1,n}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m+1,n}^2}{I_{m+1}} + \frac{1}{F_m} + \frac{h_{m,n}^2}{I_m} + \frac{1}{F_m} \right) -$$

$$- \frac{dt_{m,n}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m,n}^2}{I_m} + \frac{1}{F_m} \right) = -p_{m+1} \frac{h_{m+1,n}}{I_{m+1}} - p_m \frac{h_{m,n}}{I_m},$$

$$- \frac{dt_{m+1,n}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m,n}^2}{I_m} + \frac{1}{F_m} \right) + \quad (13.28)$$

$$+ \frac{dt_{m,n}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m,n}^2}{I_m} + \frac{1}{F_m} + \frac{h_{m,n}^2}{I_m} + \frac{1}{F_m} \right) +$$

$$+ \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m,n-1}}{I_m} \cdot h_{m,n} - \frac{1}{F_m} \right) = p_m \frac{h_{m,n}}{I_m} - p_m \frac{h_{m,n}}{I_m},$$

$$\frac{dt_{m,n}}{dx} = \frac{dt_{m+1,n}}{dx} - \frac{dt_{m,n}}{dx}. \quad (13.29)$$

Ist n kein freier Rand, so tritt auf der linken Seite von Gl. (13.27) und (13.28) noch der Summand

$$\frac{dt_n}{dx} \cdot \left(\frac{h_{m,n}}{I_m} - \frac{1}{F_m} \right)$$

hinzu, in Gl. (13.28) allerdings mit negativem Vorzeichen.

13.3. Verbundträger Stahl — Stahlbeton. Die gezeigte Methode läßt sich mit den gleichen Ansätzen auch für Verbundquerschnitte verwenden, wenn man statt des Stahlquerschnittes nach DIN 4227 für $I_{m,e}$ und $F_{m,e}$ die n -fachen Querschnittswerte ansetzt.

$$n = \frac{I_{m,e}}{I_{m,b}} = \frac{F_{m,e}}{F_{m,b}}.$$

Literatur

1. Jakobsen, A. Aas: Bauingenieur 18 (1937) S. 418.
2. Gruber, E.: Abh. Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau, 1 (1932) S. 225 und 3 (1935) S. 134.
3. Girkmann, K.: Flächentragwerke, Wien 1948.
4. Born, J.: Faltwerke, Stuttgart 1934. (Mit zahlreichen Literaturangaben.)

Optimale Formgebung bei torsionsbeanspruchten I- und L-Querschnitten

Von Paul Sahmel, Duisburg-Neudorf

Die Torsionsbeanspruchung dünnwandiger, offener Querschnitte, wie sie im Stahlbau vielfach Anwendung finden, ist meist unerwünscht, da ihr Widerstand gegen Verdrehen (selbst bei Ausnutzung eventuell vorhandener Wölbbehinderung) relativ gering ist, und hierdurch oft ein zusätzlicher Materialaufwand erforderlich wird. Ein geschlossener Querschnitt verhält sich in dieser Hinsicht viel widerstandsfähiger und wirtschaftlicher. Ist nun aber die Verwendung eines Kastenprofils nicht möglich, so gelingt es doch häufig, durch zweckmäßige Formgebung den Lastangriff in den Schubmittelpunkt zu verlegen und so die Torsion auszuschalten.

Im folgenden sollen daher einige einfache Formeln abgeleitet werden, die es ermöglichen, die wichtigsten Maße schnell zu errechnen.

1. I-Querschnitte

Beim außermittigen Angriff einer Last P an einem symmetrischen I-Querschnitt entsteht ein Moment von der Größe $P \cdot a$ (Abb. 1 a).

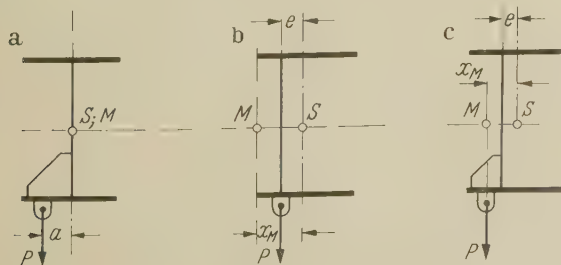


Abb. 1.

Verlegt man den Steg in die Wirkungslinie der Last (Abb. 1 b), so hat man die Torsion noch keineswegs beseitigt, da der Schubmittelpunkt M nach links gewandert ist und nunmehr ein entgegengesetzt gerichtetes Moment $P(x_M - e)$ auftritt. Das Optimum liegt vielmehr in der „Mitte“ gemäß Abb. 1 c. Mit den Bezeichnungen nach Abb. 2 werden erhalten:

Trägheitsmomente:

$$I_{1x} = b_1 \cdot t_1 \cdot h^2/4; \quad I_{2x} = b_2 \cdot t_1 \cdot h^2/4; \quad I_{3x} = t_3 \cdot h^3/12,$$

$$I_{1x} + I_{2x} = I_{Fx}; \quad 2(I_{1x} + I_{2x}) + I_{3x} = I_x.$$

Schwerpunktsabstand

$$e = \frac{2 b t_1 (b_1 - b/2)}{F}. \quad (1)$$

Der Schubmittelpunktsabstand x_M errechnet sich bei diesem einfach-symmetrischen Querschnitt nach bekannten Formeln zu

$$x_M = -R_x/I_x.$$

Hierin bedeuten R_x das Wölbmoment

$$R_x = \int y \varphi_s \cdot dF \quad [\text{cm}^5] \quad (2)$$

und φ_s die auf den Schwerpunkt bezogene Einheitsverwölbung

$$\varphi_s = - \int r_t \cdot ds \quad [\text{cm}^2]. \quad (3)$$

r_t = der vom Bezugspunkt gemessene Abstand der Tangente an die Mittellinie des Querschnittstreifens.

Abb. 3 zeigt den Verlauf von φ_s . In den einzelnen Punkten beträgt dessen Wert:

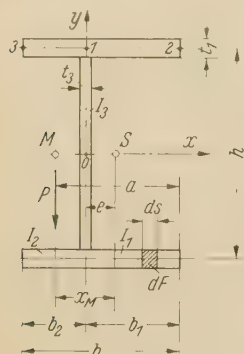


Abb. 2

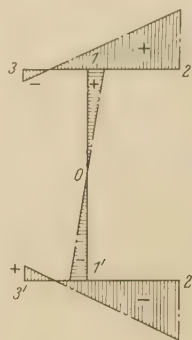


Abb. 3

Punkt 1: $\varphi_s = \frac{h}{2} e,$

Punkt 2: $\varphi_s = \frac{h}{2} (e + b_1),$

Punkt 3: $\varphi_s = \frac{h}{2} (e - b_2).$

Die Integration der φ_s -Fläche nach Formel (2) liefert

$$R_x = h^3/12 \cdot e t_3 + h^2/4 \cdot (2e + b_1) b_1 t_1 + h^2/4 \cdot (2e - b_2) b_2 t_1,$$

$$R_x = e I_x + b_1 I_{Fx} - b I_{2x}, \quad (4)$$

und man erhält die Lage des Schubmittelpunktes

$$x_M = - \left(e + \frac{b_1 I_{Fx} - b I_{2x}}{I_x} \right). \quad (5)$$

Für den Grenzfall $b_2 = 0$ ist auch $I_2 = 0$ und damit wird

$$x_M = - (e + b_1 I_{1x}/I_x). \quad (6)$$

Dies ist der nämliche Ausdruck wie bei der DIN 4114, Ri 7.521. Beim anderen Sonderfall $b_1 = b_2 = b/2$ wird $I_{1x} = I_{2x} = I_{Fx}/2$ und die Gl. (1) und (5) ergeben die trivialen Werte $e = 0$ und $x_M = 0$.

Der Vollständigkeit halber seien auch noch die Wölbwiderstände C_S und C_M angeführt:

$$C_S = \int \varphi_s^2 dF = 2 \left\{ \frac{e^2 h^2}{4} \cdot \frac{h}{6} \cdot t_3 + \frac{t_1 b}{3} \cdot \left[\frac{h^2}{4} (e - b_2)^2 + \frac{h^2}{4} (e + b_1)^2 + \frac{h^2}{4} (e + b_1) (e - b_2) \right] \right\},$$

$$C_S = e^2 I_x + \frac{2}{3} I_{Fx} [3e(b_1 - b_2) + (b_1 - b_2)^2 + b_1 b_2]. \quad (7)$$

Für den auf den Schubmittelpunkt bezogenen Wölbwiderstand C_M ergibt sich kein sonderlich einfacher Ausdruck, so daß man zweckmäßigerweise die Beziehung benutzt

$$C_M = C_S - x_M^2 \cdot I_x. \quad (8)$$

Die Richtigkeit der Gl. (7) kann geprüft werden durch Grenzübergänge:

Für $b_2 = 0$ wird

$$C_S = e^2 I_x + 2/3 \cdot I_{Fx} \cdot (3e b_1 + b_1^2).$$

Mit Gl. (6) ergibt sich somit

$$C_M = \frac{b_1^2}{3} \cdot \frac{I_{1x}}{I_x} (I_{1x} + 2 I_{2x}). \quad (9)$$

Dies entspricht dem Wert für den L-Querschnitt nach DIN 4114, Ri 7.521.

Für den Sonderfall $b_1 = b_2$ erhält man aus Gl. (7)

$$C_S = C_M = h^2/2 \cdot I_{1y},$$

einen Wert, der sich auch aus den Angaben zu Abb. 11 a der Ri 7.521 ableiten läßt.

Bei der vorliegenden Aufgabe ist nun durch den Hebelarm a die Lage der Resultierenden P gegeben und gefragt nach der Größe von b_1 derart, daß die Wirkungslinie von

P durch M geht. Gemäß Abb. 2 ist

$$a = b_1 - e + |x_M| = b_1 + \frac{b_1 I_{Fx} - b I_{2x}}{I_x}.$$

Mit dem Verhältniswert $\alpha = I_{Fx}/I_x$ erhält man hieraus durch einige Umformung

$$b_1 = \frac{a + b \alpha}{1 + 2 \alpha}, \quad (10)$$

mit deren Hilfe für jeden Fall die „neutrale“ Lage des Steges ermittelt werden kann.

2. L-Querschnitt

Für gewalzte L-Profile sind die x_M -Werte in den neueren Handbüchern tabellarisiert. Bei geschweißten Querschnitten können sie nach Gl. (6) der Ri 7.521 errechnet werden.

Liegt nun wieder der Lastangriffspunkt fest, wie z. B. in Abb. 4, so ist es auch hier zweckmäßig, den Querschnitt



Abb. 4

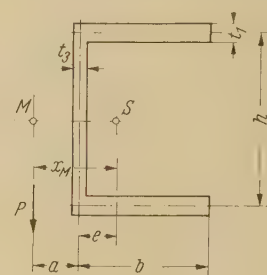


Abb. 5

derart zu gestalten, daß die Wirkungslinie durch den Schubmittelpunkt geht, um so jegliche Torsion zu vermeiden.

Variiert man nun aber h oder b , so verändert sich gleichzeitig das Trägheitsmoment; da der Träger aber ein bestimmtes Widerstandsmoment haben muß, läßt sich der richtige Querschnitt im allgemeinen nicht auf Anhieb bestimmen. Es sollen daher zwei Fälle unterschieden werden:

a) Gegeben a, h, t_3, t_1 ; gesucht b .

Mit den Bezeichnungen Abb. 5 ergibt sich aus Gl. (6) sinngemäß

$$x_M = e + b I_{1x}/I_x,$$

$$x_M - e = a = \frac{b t_1 h^2/4 \cdot b}{2 b t_1 h^2/4 + t_3 h^3/12} = \frac{b^2}{2 b + t_3/t_1 \cdot h/3}$$

und hieraus eine quadratische Gleichung für b :

$$b^2 - 2 a b - a \frac{h}{3} \cdot \frac{t_3}{t_1} = 0, \quad (11)$$

$$b = a + \sqrt{a^2 + \frac{a h}{3} \cdot \frac{t_3}{t_1}}. \quad (12)$$

b) Gegeben a, b, t_3, t_1 ; gesucht h .

Gl. (11) liefert

$$h = \frac{3}{a} \cdot \frac{t_1}{t_3} (b^2 - 2 a b). \quad (13)$$

Die Gl. (10), (12) und (13) erlauben also auf einfachste Weise die Festlegung einer optimalen Querschnittsform. Voraussetzung hierfür ist natürlich, daß sich das berechnete Profil konstruktiv verwerten läßt und daß man in fertigungstechnischer Hinsicht genügend freie Hand hat. Letzteres erlaubt im Stahlbau vor allem die Schweißtechnik, während im Maschinenbau noch das Gießen hinzukommt.

Für genietete Träger gelten die obigen Formeln nur in erster Näherung, doch lassen sich bei Bedarf ohne Schwierigkeit genaue Ausdrücke ableiten.

Literatur

- Wansleben: Die Theorie der Drehfestigkeit von Stahlbauteilen. Abh. Stahlbau, Heft 3, Bremen-Horn, 1948.
K. Klöppel: Die Bedeutung des Schubmittelpunktes bei Biegung und Torsion gerader, prismatischer Stäbe mit dünnwandigen, offenen Querschnitten. „Stahl im Hochbau“, 12. Aufl. Düsseldorf, 1953. S. 879—886.

Eine weitgespannte Shedhalle

Von Dipl.-Ing. Georg Kirchner, Frankfurt a. M.

1. Einleitung

Um- und Neubauten im Anschluß an vorhandene Industrieanlagen müssen oft in sehr kurzer Bauzeit errichtet werden. Bei außergewöhnlichen Konstruktionen ist dann die fristgemäße Fertigstellung der statischen Berechnung Voraussetzung für die Einhaltung der Termine, so daß — wie im folgenden beschrieben — die Benutzung eines kurzen, übersichtlichen Rechenverfahrens vorteilhaft ist.

Im Oktober 1954 erteilten die VDO Tachometer Werke Adolf Schindling GmbH., Frankfurt a. M., den Auftrag für die Ausführung des ersten Teilabschnittes ihres Neu- und Umbauprogramms. Der knappe Raum für die Baustelleneinrichtung und der Abbruch einzelner bestehender Bauteile legte auch dem Bauherrn fühlbare Einschränkungen auf, so daß er die Fertigstellung des Rohbaus bis zum Jahresende wünschte. Der Auftrag, der schwierige und zeitraubende Unterfangungen von hochbelasteten, nicht unterkellerten Altbauten erforderte, umfaßte einen Hochbau mit großen Deckenspannweiten für Fabrikationsräume und den ersten Abschnitt einer Shedhalle.

Die Anfertigung der statischen Berechnung und der Ausführungszeichnungen mußte so gefördert werden, daß ein gewisser Vorsprung zur Prüfung der Unterlagen vor der rasch fortschreitenden Bauausführung erreicht und gehalten wurde. Das von Lundgren¹ vorgeschlagene Verfahren bildete die Grundlage der Schalenberechnung, zumal es sich um ausgesprochen „lange“ Schalen handelte. Die günstigen Erfahrungen, die der Verfasser bei der statischen und konstruktiven Bearbeitung mit dieser Berechnungsweise machte, dürften allgemeines Interesse finden, abgesehen von der mit schlaffer Bewehrung erzielten beachtlichen Shedspannweite von fast 30 Metern.

2. Berechnung

Lundgren faßt die Schale samt Rinnenträger als einen Querschnitt auf und setzt sein Ebenbleiben voraus². Nach

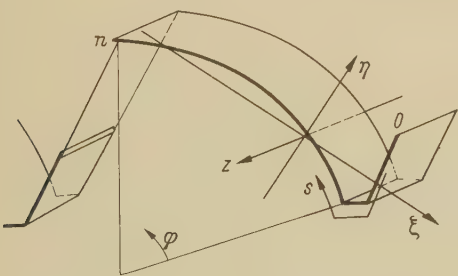


Abb. 1. Systemskizze.

der Feststellung der Hauptachsen (die die Berechnung wesentlich übersichtlicher machen als der von Lundgren empfohlene Weg) ergeben sich die Spannungen für die Längsrichtung (Balkenrichtung) durch die Zerlegung jeder gegebenen Belastung in ihre Hauptachsenkomponenten. Die Quermomente (Bogenrichtung) folgen aus dem Gleichgewicht von Belastung und Schubflußänderung. Das sei am Beispiel einer Mittelschale näher erläutert.

Wir wenden dazu die für die numerische Rechnung zweckmäßige Summen- und Differenzschreibweise an; über z konstanter Querschnitt ist vorausgesetzt.

¹ Lundgren: Cylindrical Shells, Copenhagen 1951.
² Über die Zulässigkeit dieser Annahme und den Vergleich mit Ergebnissen, die mit Hilfe der Differentialgleichung gewonnen wurden, soll noch ausführlich berichtet werden.

Bezeichnungen:

$I_{\xi\xi} = \sum_0^n \xi^2 \cdot \Delta F$	}	Hauptträgheitsmomente
$I_{\eta\eta} = \sum_0^n \eta^2 \cdot \Delta F$		
$S_{\xi} = \sum_0^s \xi \cdot \Delta F$	}	Statische Momente
$S_{\eta} = \sum_0^s \eta \cdot \Delta F$		
$\bar{\sigma}_{\xi} = \xi / I_{\xi\xi}$	}	Einheitsspannungen
$\bar{\sigma}_{\eta} = \eta / I_{\eta\eta}$		
$\bar{T}_{\xi} = \partial \bar{T}_{\xi} / \partial z = S_{\xi} / I_{\xi\xi}$	}	Einheitsschubflüsse
$\bar{T}_{\eta} = \partial \bar{T}_{\eta} / \partial z = S_{\eta} / I_{\eta\eta}$		
$q_1(s, z)$ = Schalenlast je Flächeneinheit		
$q(z) = \sum_0^n q_1 \cdot \Delta s$ = Schalenlast je Längeneinheit		

Durch Multiplikation der Einheitswerte $\bar{\sigma}$, $\bar{T}$ und $\partial \bar{T} / \partial z$ mit den zugehörigen Komponenten der Belastungsgrößen q , Q , M ergeben sich die Schnittkräfte für die Längsrichtung.

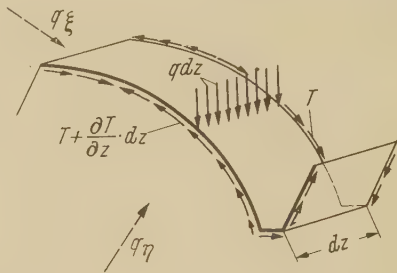


Abb. 2. Gleichgewicht von Belastung und Schubflußänderung.

Am Schalenelement dz (Abb. 2) gelten die durch die Definitionen der technischen Biegelehre erfüllten Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned} -q_{\xi} &= \sum_0^n \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \Delta \xi = q_{\xi} \cdot \sum_0^n \frac{\partial \bar{T}_{\xi}}{\partial z} \cdot \Delta \xi, \\ -q_{\eta} &= \sum_0^n \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \Delta \eta = q_{\eta} \cdot \sum_0^n \frac{\partial \bar{T}_{\eta}}{\partial z} \cdot \Delta \eta. \end{aligned}$$

Wie die Resultierenden des Schubflusses sind auch die Komponenten der Schubflußänderung an den Schubmittel-

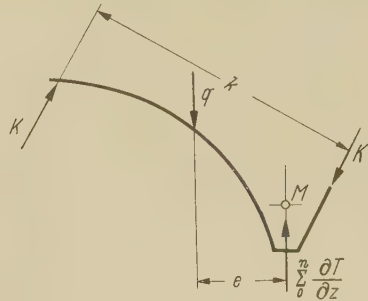


Abb. 3. Ermittlung der Kräfte in den Fensterstützen.

punkt M gebunden, während die Lastresultierende ihre Lage je nach dem Belastungsfall ändert und damit fast stets ein Torsionsmoment am Schalenelement erzeugt:

$$m_t = q \cdot e.$$

Da die Fensterstützen für alle Mittelsheds die gleiche Durchbiegung des oberen Randes und des Rinnenträgers erzwingen, muß das Torsionsmoment durch Normalkräfte in den als gelenkig angeschlossenen betrachteten Fensterstützen aufgenommen werden.

$$K = q \cdot e / k.$$

Nun ist es möglich, mit Hilfe der „Auflagerkräfte“ K aus der verteilten Belastung q_1 und der am Schalenschnitt wirkenden Schubflußänderung für die Querrichtung die Momente M_φ sowie Q_φ und N_φ anzugeben.

Bei ungleichen Durchbiegungen von Randsheds lassen sich die Schnittkräfte für die Bogenrichtung in der gleichen

vielfacht hätte. Da am Lager einzelne Stabdurchmesser in Längen von 24 m vorrätig waren und die Stöße der stärkeren Durchmesser durch Abbrennstumpfschweißung hergestellt werden konnten, ergab sich eine fühlbare Einsparung an Betonstahl, so daß der Unterschied in den zulässigen Spannungen zwischen BSt I und III durch die Vermeidung zahlreicher Überdeckungsstöße etwa aufgewogen wurde.

Für den Rinnenträger war B 450 vorgeschrieben; die gleiche Mischung wurde auch für die Schalen beibehalten (0—3 38 0/0, 3—7 38 0/0, 7—5 24 0/0, Zement 350 kg/m³, W/Z = 0,48, Plastiment 0,8 0/0, Ausbreitmaß 38—40 cm),

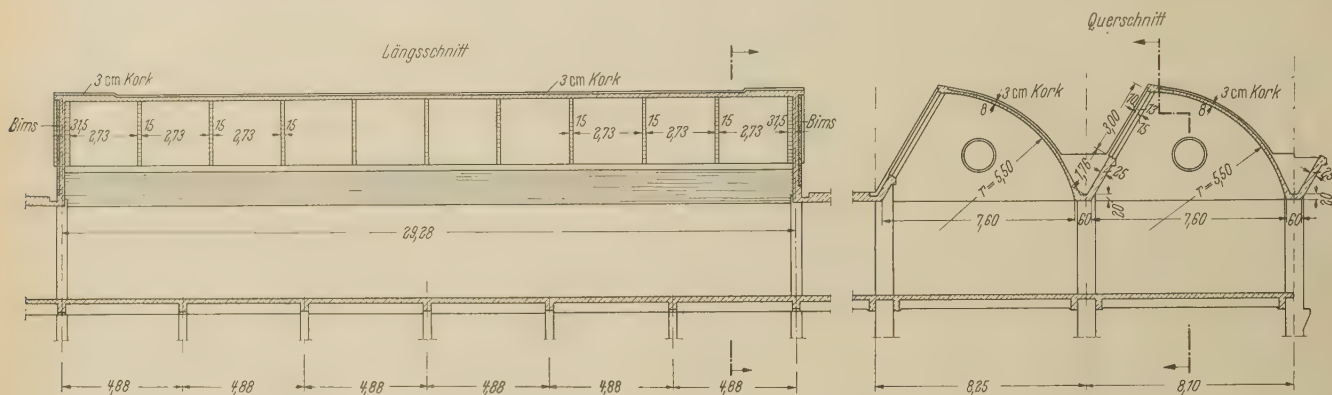


Abb. 4. Längs- und Querschnitt des ersten Teilabschnittes.

Weise ermitteln, nachdem die Verwölbung des Querschnitts rechnerisch berücksichtigt ist.

Aus Abb. 4 gehen die Abmessungen des Tragwerks hervor. Als senkrechte Lasten wurden außer dem Eigengewicht berücksichtigt: 3 cm Korkisolierung, Dacheindeckung, Doppelfenster, Schnee mit 100 kg je m² Grundfläche und 150 kg/m zusätzlich in der Rinne, weiterhin eine Ankerschienenlast von 350 kg/m. Dafür sind in Abb. 5 die entsprechenden Schnittgrößen in Feldmitte aufgetragen. Entgegen der verschiedentlich geäußerten Ansicht, daß das

deren geringe Stärke nicht überall den gleichen Verdichtungsgrad erwarten ließ, der im Rinnenträger erreicht werden konnte. Als Verdichtungsgeräte standen neben Außenrüttlern 50-mm-Innenrüttler für den Rinnenträger und solche mit 35 mm Flaschendurchmesser für die doppelt geschalteten Abschnitte der Schale zur Verfügung. Es gelang trotz der beengten Baustelleneinrichtung, ein Shed von rund 250 m² abgewickelter Fläche mit dem dazugehörigen Rinnenträger und den Endscheiben jeweils an einem Tage zu betonieren.

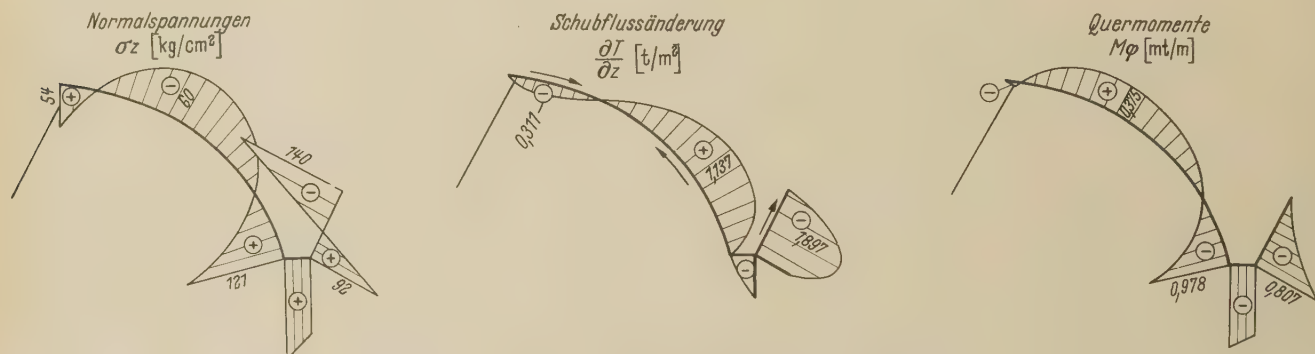


Abb. 5. Verlauf der Schnittgrößen für eine Mittelschale.

Lundgrensche Verfahren viel zu große Quermomente liefert, liegen diese in der von Schalen ähnlicher Abmessungen bekannten Größenordnung. Darauf soll an anderer Stelle ausführlicher eingegangen werden.

3. Ausführung

Eine obere und untere Lage von Baustahlgewebe, die noch rechtzeitig in günstigen Sonderabmessungen bestellt werden konnten, decken die Quermomente. Die Längsbewehrung besteht aus Betonstahl I, weil die Beschränkung auf relativ kleine Durchmesser die Verlegearbeit ver-

Die im Freien auf der Baustelle gelagerten Probewürfel zeigten schon nach 13 Tagen 409 kg/cm² Würfel Festigkeit und nach 28 Tagen mit ganz geringen Schwankungen im Mittel 497 kg/cm². Beim Ausschalen nach knapp 4 Wochen senkte sich die Feldmitte um 9 bzw. 10 mm. Die Durchbiegungen vergrößerten sich in den folgenden Stunden noch um einige Millimeter, und nach dem Einbringen des Gefällebetons und der Verglasung wurden insgesamt 16 bzw. 18 mm gemessen. Die zugehörige rechnerische Durchbiegung beträgt mit $E_b = 3,0 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ 23,1 mm, mit $E_b = 3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ 19,8 mm. Dies deutet darauf hin, daß praktisch im gesamten Tragwerk die Betongüte B 450 über-

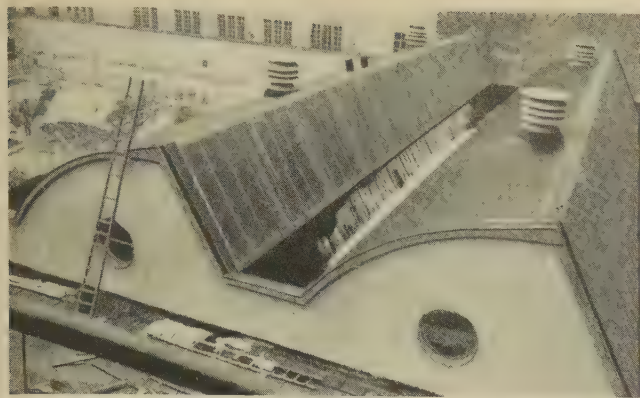


Abb. 6. Blick auf die Sheds.

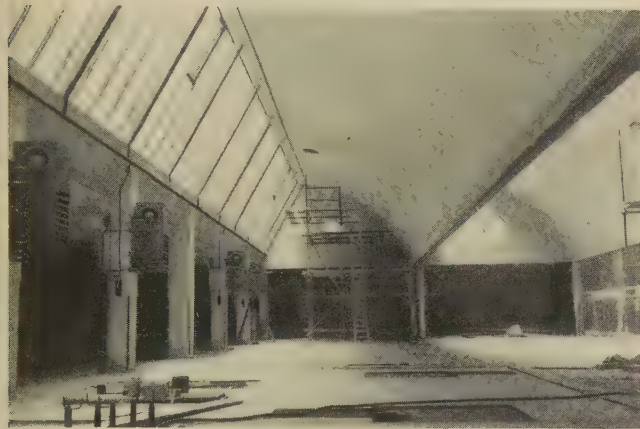


Abb. 7. Innenansicht nach Osten.

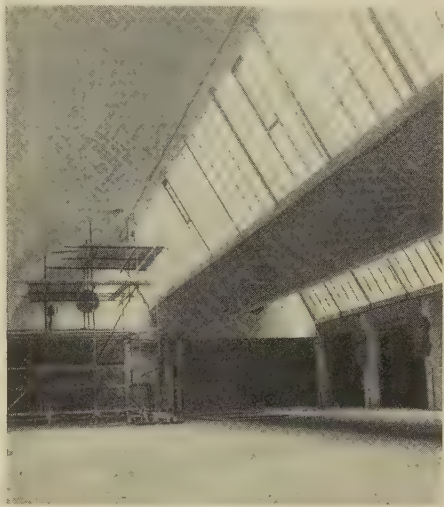


Abb. 8. Innenansicht nach Nordwesten.

schritten wurde. Unter Berücksichtigung des Kriechens war für das Lehrgerüst eine Überhöhung von 8 cm angeordnet, so daß auch im Laufe der Jahre nicht der Anschein des Durchhängens zu erwarten ist. Die letzten Abbildungen vermitteln einen Eindruck von den Sheds des ersten Teilabschnittes kurz vor der Fertigstellung.

Der Verfasser ist Herrn Prof. Mehmel für konstruktive Anregungen und die Unterstützung durch die Anpassung der Prüfung an den Baufortschritt zu Dank verpflichtet. Berechnung und Ausführung lagen in Händen der Philipp Holzmann AG., Frankfurt a. M.

Kurze Technische Berichte

Schnelle Brückenmontage durch Einschwimmen

Das Einschwimmen stählerner Überbauten ist eine seit langem bekannte und häufig angewandte Möglichkeit bei der Montage von Brücken. Durch geschickte Anwendung ergaben sich bei drei amerikanischen Brücken beachtliche Einsparungen — sowohl an Zeit als auch an Baukosten.



Abb. 1. Zusammenbaustelle der Truway-Brücke.

1. New York Truway-Brücke über den Hudson

Neunzehn untereinander ähnliche Überbauten und zwei Rüstbrücken wurden etwa 20 km oberhalb der Brückenstelle zusammengebaut. An der Zusammenbaustelle waren zwei rechteckige, zum Fluß in offene, provisorische Hafenbecken gebaggert. Über diesen Hafenbecken bauten Raupenkräne mit

42 m langen Auslegern die Brücken auf stählernen Gerüsten, die an je sechs Punkten abgestützt waren, zusammen. Wenn ein Überbau einbaufertig hergestellt war, wurden Gerüst und Überbau von zwei großen Eisenbahn-Fährpontons aufgenommen, mit diesen an die Brückenstelle geschleppt und dort auf die Lager abgesetzt.

Abb. 1 zeigt eine Luftaufnahme der Zusammenbaustelle. Oben links steht ein Überbau nahezu fertig auf dem Gerüst; die Brücken über das Hafenbecken sind für die Montage-Raupenkräne. Auf der gleichen Abb. ist rechts ein fertiger Überbau, der mit dem stählernen Gerüst auf den beiden Pontons aus dem provisorischen Hafenbecken herausgeschleppt wird. Abb. 2 zeigt die Ankunft an der Brückenstelle. Das

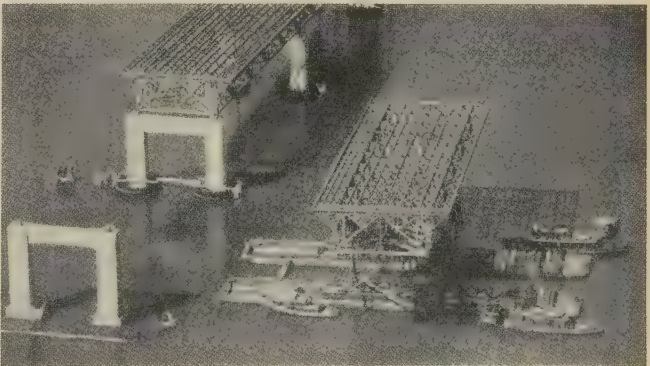


Abb. 2. Einschwimmen eines Überbaues der Truway-Brücke.

genaue Einfahren in die Öffnung zwischen den Pfeilern erfolgte ohne Schlepperhilfe mit Handwinden, deren Seile von den Pontons zu den Pfeilerschäften liefen. Zum genauen Absetzen auf die Lager wurden zusätzlich noch Zugwinden zwischen den Pfeilerköpfen und dem Überbau benutzt. Der Überbau wurde auf die Lager abgesetzt durch Fluten der Pontons

und gleichzeitig hiermit durch das Absenken von hydraulischen Pressen mit 500 t Hubkraft. Diese Pressen standen auf Trägerrosten an Bord der Pontons und gestatteten das Absenken um 600 mm in einem Zuge (Abb. 3). Der vollständige Einschwimmvorgang vom Beginn der Talfahrt zur Brücke bis zum Freiwerden des Gerüsts unter der Brücke dauerte sechs



Abb. 3. Pressenstapel an Bord der Pontons (Truway-Brücke).

Stunden. Das Gerüst wurde am selben Tage zum Zusammenbau des nächsten Überbaues wieder zurückgeschleppt. Bei gutem Wetter konnte so jede Woche ein Überbau eingeschwommen werden.

2. Hubbrücke über East River bei New York

Der Hubüberbau mit 128 m Spannweite und etwa 1000 t Gewicht lag auf einem stählernen Gerüst, das von zwei Pontons getragen wurde. Die Brückenstelle liegt im Tidegebiet; das Einschwimmen geschah daher bei Hochwasser und das Ab-



Abb. 4. Regulierpfosten beim Einschwimmen der East-River-Hubbrücke.

setzen auf die Lager bei fallendem Wasser. Diese Verhältnisse und die Konstruktion bedingten noch eine zusätzliche Regulierungsmöglichkeit um etwa 1,50 m. Dieser Hubweg wurde erreicht, indem an den vier Auflagerpunkten des Überbaues auf dem Gerüst je sechs 300 t-Pressen übereinander in einem teleskopartigen Pfosten angebracht wurden (Abb. 4).

Um den weit voneinander arbeitenden Kolonnen während dieses schwierigen Bauvorganges klar verständliche Anweisungen zu geben, wurden ein Lautsprecher und mehrere Kurzwellentelefone benutzt. Der gesamte Vorgang dauerte fünf Stunden.

3. Tampa Bay-Brücke, Florida

Die 24 km lange Überquerung der Bucht enthält eine 1,7 km lange Stahlkonstruktion mit u. a. einer Gelenkträgerbrücke mit drei Öffnungen 110+265+110 m und Deckbrücken bis 88 m Spannweite. Vier der Deckbrücken wurden auf einem Gerüst im Wasser zusammengebaut und anschließend einge-



Abb. 5. Überbau dient vorläufig als Rüstbrücke (Tampa Bay-Brücke).

schwommen. Einer dieser Überbauten wurde provisorisch auf 110 m verlängert und diente, bevor er an seine endgültige Stelle kam, als Rüstträger für die Ankerarme der Gelenkträgerbrücke (Abb. 5).

K. H. Seegers, Hamburg.

Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton

Zur Abfuhr der Kohle und der Berge von einer neuen Schachanlage wurde, da eine Hängbahn nicht genehmigt worden war, eine doppelte Förderbandanlage vorgesehen, die eine Straße kreuzt. Diese Überbrückung wurde in einem 22,5 m weit gespannten Überbau mit der Überführung eines Gleises vereint.

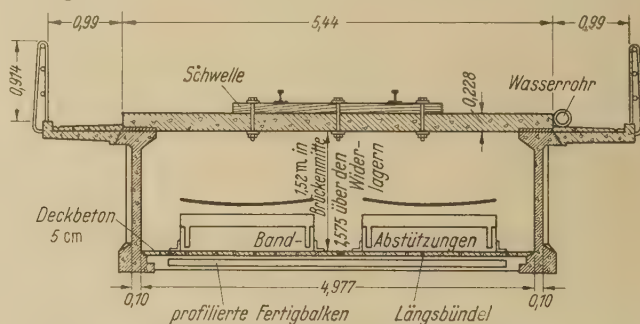


Abb. 1. Querschnitt der Brücke für 1 Gleis und 2 Transportbänder bei Calverton.

Der Querschnitt der Brücke zeigt (Abb. 1) die beiden Hauptbalken, auf deren Obergurt eine durchgehende Platte aus Ort beton liegt, die das Gleis trägt. Diese ist zur Vermeidung von Nebenspannungen aus der Verbiegung der Platte gelenkig gelagert. Aus den Obergurten sind ferner noch die Fußwege ausgekragt. Auf die beiden Unter Gurte wurden vorgefabrizierte Hohl balken aufgelegt, die unter Zwischenschaltung von 5 cm Aufbeton die beiden Bänder tragen.



Abb. 2. Montage der Hauptträger aus je 3 Fertigteilen.

Die Hauptbalken sind in der Längsrichtung voll vorgespannt, ebenso die obere Fahrbahnplatte in der Querrichtung. Die untere Platte aus einzelnen, profilierten Platten aus normalem Stahlbeton ist durch Querbündel vorgespannt, welche die Untergurte der beiden Hauptträger miteinander verbinden,

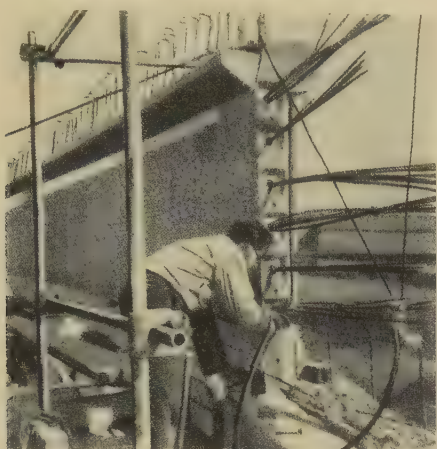


Abb. 3. Spannen der Hauptträger-Längsbündel.

so daß sie mit diesen eine monolithische Tafel bildet. Der Aufbeton hat in Längsrichtung der Brücke ebenfalls eine vorgespannte Bewehrung erhalten.

Sämtliche Teile sind so leicht als möglich gehalten. Insbesondere war man bestrebt, den Querschnitt der Hauptträger



Abb. 4. In Schlaufen verlegte Querbündel der oberen Fahrbahnplatte.

tenlichst zu beschränken, da diese mit Rücksicht auf die Freihaltung der Durchfahrt als Fertigteile montiert werden sollten. Jeder Hauptbalken mit 1,75 m Höhe wurde deshalb in 3 Stücken auf einem Werkplatz hergestellt, von denen das mittlere 8,6 t und die beiden Endstücke je 5,6 t wiegen. Die Stärke des Steges wurde im mittleren Teil auf 10 cm beschränkt und nimmt nach den Enden zu. Die 3 Stücke wurden auf Gerüstböcken montiert (Abb. 2), die aus 6 Bündeln mit 12 Drähten $\phi 5$ bestehende Längsbewehrung in die ausgesparten Kanäle eingezogen und die 2 cm starken Fugen mit erdfeuchtem Mörtel ausgefüllt.

Diese auffällig geringe Bewehrung ist in der leichten Konstruktion sowie in den mäßigen Verkehrslasten begründet. Diese bestehen für das Gleis aus einem Lastenzug mit 2 Lokomotiven von 42 t und Wagen mit 20 t Gewicht. Die Geschwindigkeit ist auf 16 km/Std. beschränkt. Die beiden Bänder wiegen 200 bzw. 170 kg/m.

Die vorgespannte Bewehrung nach System Freyssinet wurde nach dem Anspannen (Abb. 3) durch Anpressen der Bündelkanäle mit dem Beton in Verbund gebracht. Sie ist in den Hauptträgern mit

parabelartiger Krümmung und in der Fahrbahnplatte in Schlaufen verlegt (Abb. 4). Innerhalb der Umbiegungen hat man die Drähte der Bündel freigelegt und auseinandergezogen, um die Leibungskräfte einwandfrei auf den Beton zu übertragen. Die Schlaufen endigen wechselweise auf der rechten und linken Seite der oberen Fahrbahnplatte.

Für den Beton wurde nach 28 Tagen eine Festigkeit von 420 kg/cm² und beim Vorspannen von 280 kg/cm² gefordert. Die größte Druckspannung unter voller Verkehrslast beträgt 104 kg/cm². [Nach La Technique des Travaux 30 (1954) S. 355.]

G. Franz, Frankfurt a. M.

Vorgespannter Fußgängersteg bei Whitleigh nahe Plymouth

Zwischen der Ortschaft Whitleigh und der Hauptstraße liegt ein tief eingeschnittenes Tal. Um den Fußgängern aus der Ortschaft einen bequemen Zugang zur Straße zu verschaffen, beabsichtigte man zunächst einen Erddamm herzustellen, der jedoch rd. 40 000 m³ Boden erfordert und dadurch große Kosten verursacht hätte.

Man beschloß daher, einen Fußgängersteg aus Spannbeton ausführen zu lassen, der hinsichtlich des Preises wesentlich günstiger lag. Das originelle Bauwerk (Abb. 1) besteht aus einem Gerberträger, dessen mittlerer Teil von zwei gegeneinander geneigten Dreiecken getragen wird. Die beiden Endteile ruhen einerseits auf den Widerlagern, andererseits auf nach innen geneigten Dreieckstützen. Dazwischen sind ein-

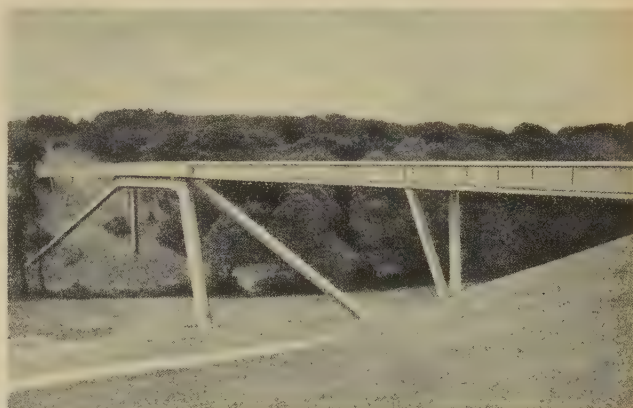


Abb. 1. Fußgängersteg bei Whitleigh.

fache Balken eingehängt. Das ganze Bauwerk ist rd. 110 m lang und besitzt eine Nutzbreite von 3,0 m. Der Querschnitt (Abb. 2) zeigt die trogartige Ausbildung des Steges, dessen Hauptträger gleichzeitig die Geländer bilden.

Auf den Untergurten sind vorfabrizierte Stahlbetonbalken mit T-Querschnitt aufgelegt, die durch einige Vorspannbündel in Längsrichtung der Brücke zu einer steifen Platte vereinigt sind, die den Windverband bildet.

Die mittleren Balken übertragen ihre Lasten durch zwei Querträger auf die Ecken der Rahmen. Diese nehmen gleichzeitig die horizontalen Kräfte in Quer- und Längsrichtung der

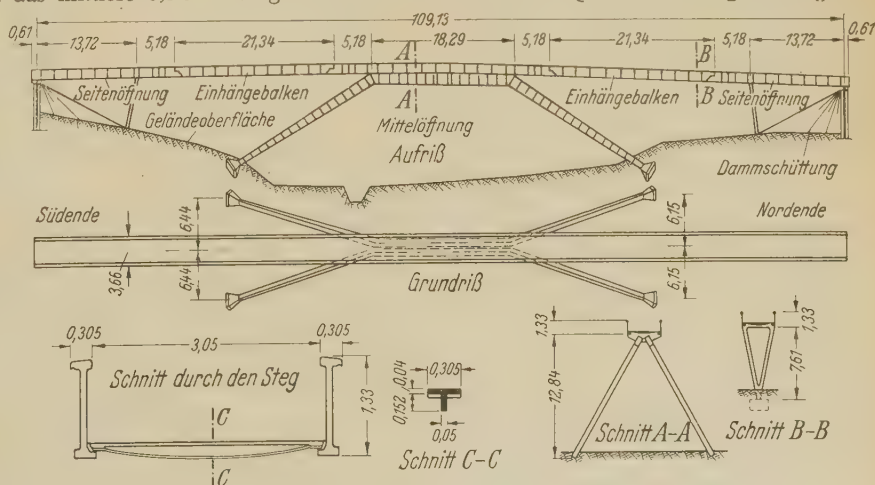


Abb. 2. Grund- und Aufriß sowie Schnitte des vorgespannten Fußgängersteiges.

Brücke auf. Sowohl die Schrägstützen als auch die Endstützen wirken als Pendel, um die Temperaturdehnung zu ermöglichen. Letztere stehen in den anschließenden Dammstrecken und sind daher durch Betonrohre umhüllt, damit ihre Bewegungen nicht durch den Boden behindert werden.

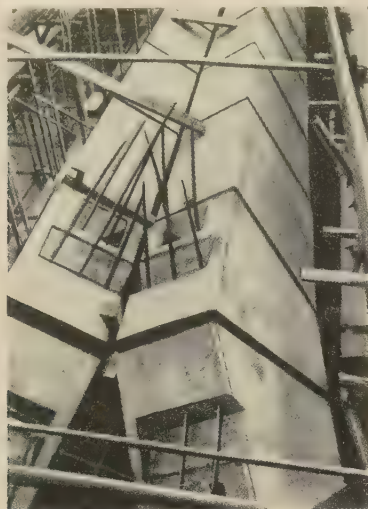


Abb. 3. Draufsicht auf eine Rahmenecke mit der Vorspannbewehrung. Fugen zwischen den Fertigteilen noch nicht vermörtelt.

Das gesamte Tragwerk besteht außer den Stützen der Endbalken und den beiden Querträgern, die an Ort und Stelle betoniert wurden, aus Fertigteilen. Die Schrägstützen haben

einen Querschnitt von 38/38 cm und die Endstützen von 20/20 cm.

Die Dreigelenkrahmen sind aus Hohlkörpern mit 1,15 bis 1,20 m Länge und 61 cm Breite zusammengesetzt. Die Höhe wächst von 61 cm an den Fußgelenken auf 1,22 m am oberen Ende der 22,0 m langen Schrägstützen und des Riegels. Die Fugen sind 5 cm stark und wurden nach dem Vermörteln durch vorgespannte Bündel aus 12 Drähten $\varnothing 5$ derart unter Spannung gesetzt, daß in allen Fällen Zugspannungen ausgeschlossen bleiben. Die Bündel wurden mit Doppelpressen, System Freyssinet, gespannt und mit den zugehörigen Ankerkörpern blockiert. Die Drähte bestehen aus einem Stahl mit 16,0 bis 17,5 t/cm² Festigkeit und 11,8 t/cm² Elastizitätsgrenze (0,1 % Grenze).

Für den Beton schrieb man eine Festigkeit von 420 kg/cm² nach 28 Tagen vor. Für einzelne Fertigteile mit besonders hohen örtlichen Beanspruchungen forderte man 560 kg/cm².

Das originelle Bauwerk erwies sich in statischer Hinsicht als ein sehr günstiges System, was sich in einem äußerst geringen Stahlaufwand ausdrückt (4,3 t Spannstahl, 3,1 t Baustahl I). Abb. 3 zeigt eine Draufsicht auf die Rahmenecke mit den fertig versetzten, jedoch noch nicht gegeneinander vermörtelten Fertigteilen. [Nach La Technique des Travaux 30 (1954) S. 358.]

G. Franz, Frankfurt/M.

Autobahnen in Atlanta

In der Stadt Atlanta im nordamerikanischen Staat Georgia kam man 1940 zu der Überzeugung, daß zur Vermeidung der restlosen Verstopfung im Straßenverkehr Autobahnen geplant werden müßten. Daher wurden in den Jahren 1941 bis 1945 umfangreiche Erhebungen über den fließenden und ruhenden Pkw- und Lkw-Verkehr durchgeführt. 1941 wurden an 44 Zählstellen an der Peripherie der Stadt die Fahrzeuge angehalten und nach Herkunft und Ziel befragt. Diese Erhebung wurde 1944 in erweitertem Umfang wiederholt. Sie gliederte sich in vier Teile:

1. In einem bestimmten Gebiet fand eine Hausbefragung der Bewohner über Ursprung, Ziel und Zweck der Reisen statt.
2. Weiterhin wurden die auswärtigen Fahrer, die in das Gebiet einfuhren oder es verließen, um die entsprechenden Auskünfte gebeten.

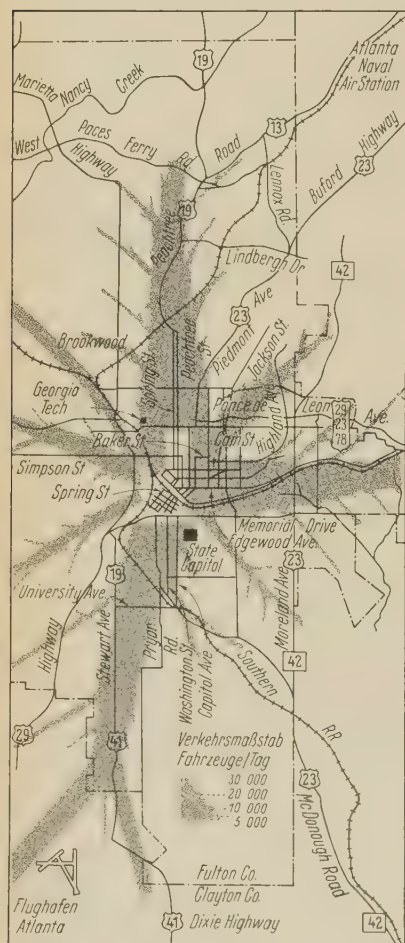
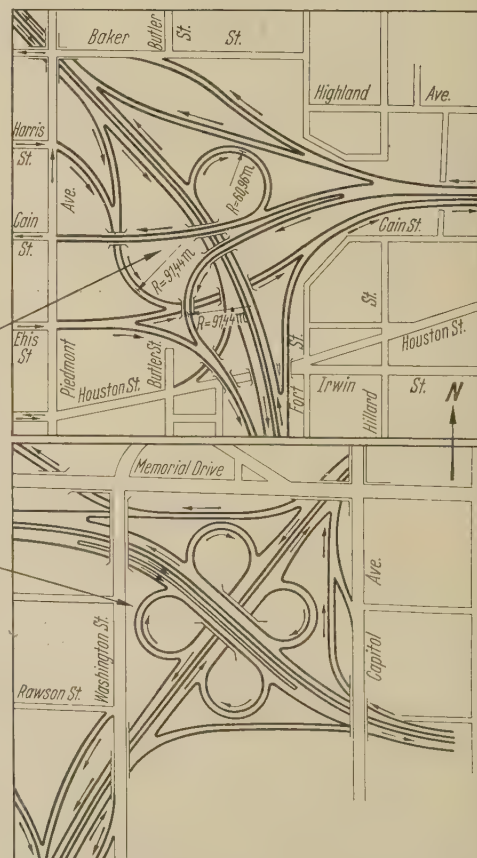


Abb. 1. Die grauen Bänder zeigen Atlantas Straßenverkehr im Jahre 1970, abgeleitet aus den Verkehrserhebungen in den Jahren 1941 bis 1945. Das Autobahnssystem, das sich im Bau befindet, folgt im allgemeinen diesen Verkehrstendenzen.



Abb. 2. Das Autobahnnetz von Atlanta hat eine Länge von 32,2 km. Ausgezogene Linie: fertiggestellte Strecke; gestrichelte Linie: Arbeit vergeben oder im Entwurf.



3. Für die parkenden Fahrzeuge wurde die Parkdauer und der anschließend eingeschlagene Weg ermittelt.

4. Auch der Lkw-Verkehr wurde genau untersucht, um u. a. auch Anhaltspunkte für die Anlage eines Autohofes zu erhalten.

Die aus diesen Verkehrserhebungen abgeleiteten und für das Jahr 1970 geschätzten Verkehrsströme sind in Abb. 1 angegeben.

Inzwischen wurde am 14. 12. 1944 zwischen dem State Highway Department und den Ingenieurfirmen H. W. Locher u. Co. und De Leuw, Cather u. Co. in Chicago ein Vertrag abgeschlossen. Sie sollten an Hand der Verkehrserhebungen ein System von Straßen oder Autobahnen entwerfen, durch welche das zentrale Geschäftsviertel zweckmäßig an das vorhandene Straßennetz angeschlossen würde. Im Jahre 1945 konnte das State Highway Department noch weitere umfangreiche Angaben über den Ziel-, Quell- und Durchgangsverkehr der Lkw nachliefern. Am 10. Januar 1946 legten die beratenden Ingenieure ihren „Straßen- und Verkehrsplan von Atlanta“ vor. Es wurde ein Autobahnssystem vorgeschlagen, das aus 4 Armen bestand. Die Autobahnen sollten im Einschnitt liegen. Im Außenteil sollte die Autobahn 4 Fahrspuren erhalten, die durch einen 7 m breiten Mittelstreifen getrennt sein sollten. Für das innerstädtische Verbindungsstück waren 2 je 11 m breite Fahrbahnen, getrennt durch einen 7 m breiten Mittelstreifen, vorgesehen. Dieser Plan diene als Unterlage für die weiteren Untersuchungen. Stadt und Kreis legten je 2 Kommunalobligationen auf: im Jahre 1946 2 mal 20,2 Mio Dollar, im Jahre 1952 2 mal 6,35 Mio Dollar, insgesamt 53,1 Mio Dollar.

Bei der weiteren Bearbeitung wurden die ursprünglich als Einschnittsdecken vorgesehenen Autobahnen ebenerdig angeordnet oder als Hochstraßen geplant.

Die Verkehrszunahme nach dem 2. Weltkriege erzwang eine weitere Änderung: auf 6,4 km wurden 6 Fahrbahnen und auf 1,6 km im Stadtinnern 8 Fahrbahnen vorgesehen.

In dem Bericht wird besonders darauf hingewiesen, daß mit dem Bau eines derartigen Autobahnnetzes erst begonnen werden sollte, wenn ein genauer Plan vorliegt. Dieser muß dann an einzelnen Stellen auch noch geändert werden, wenn sich der Bau über mehrere Jahre erstreckt und sich Änderungen in der Industrie und in den Wohnverhältnissen ergeben sollten. Bestimmend für den guten Erfolg bei der Planung sei folgendes gewesen:

1. Die umfassenden Untersuchungen über die Verkehrsbedürfnisse,
2. die sorgfältige Analyse dieser Erhebungen,
3. die gute Zusammenarbeit aller beteiligten Stellen und die gute Unterrichtung der Öffentlichkeit durch die Presse,
4. die Berücksichtigung aller örtlichen Gegebenheiten und Interessen,
5. die elastische Gestaltung des Planes, der nachträgliche Änderungen zuließ und
6. die Pflege des Humors und eines „dicken Felles“.

Die Ausbaugeschwindigkeit wurde für das Stadtinnere mit 80 km/h, für die Außengebiete mit 96 km/h festgesetzt. Die Ausrundungsbögen wurden nach den Vorschriften der AASHO (Augenhöhe 1,38 m, Hindernis 10 cm über Straßenfläche) gestaltet. Die Form der gewählten Anschlüsse ist aus Abb. 2 zu ersehen. Die Rampen sind entweder 6,10 m breit zwischen

nen auf eine Fahrspur von 4,88 m Breite, damit hier ein Überholen unmöglich wird. Die Ausbaugeschwindigkeit für die Rampen wurde zu 56 km/h gewählt. Im Stadtinnern beträgt die größte Neigung auf der Autobahn 6,13 %, auf den Rampen die größte Steigung 6 %, das größte Gefälle 7,5 %. Die entsprechenden Größtwerte im Außengebiet sind 5 % für die Autobahnneigung, 6,8 % für die Rampensteigung und 7,4 % für das Rampengefälle.

Die Anliegerstraßen sind mindestens 9,14 m breit.

Jedes Brückenbauwerk wurde besonders entworfen und vom ästhetischen und funktionellen Gesichtspunkt aus bewertet. Man findet Balken auf 2 Stützen und durchgehende Träger in Stahl und Stahlbeton.

Die nördliche Strecke, die die NO- und NW-Arme verbindet, hat 6 je 3,65 m breite Fahrspuren, einen 4,25 m breiten, erhöht angeordneten mittleren Grünstreifen und 2 je 3,20 m breite Randstreifen. Die Befestigung besteht aus 20 cm Beton auf verdichtetem Untergrund. Die Verbindungsstrecke in der Innenstadt hat den gleichen Querschnitt, nur auf einer Teilstrecke sind 8 Fahrspuren von je 3,65 m Breite vorhanden.

Der südliche 8,4 km lange Teil der Südstrecke hat 4 Fahrspuren von 3,65 m Breite, 2 je 3,05 m breite Grasrandstreifen und einen abgesenkten Grünstreifen in der Mitte, dessen Breite zwischen 4,25 m und 14 m schwankt. Hier wurde eine Bitumendecke auf 20 cm verdichtetem Untergrund verlegt. Der Unterbau besteht aus einer 15 cm dicken Schotterdecke oder aus 10 cm bituminösem Makadam. Darüber liegen 7,5 cm Tränkmakadam, eine Binderschicht von 6,3 cm und darauf eine Deckschicht von 3,8 cm.

Der restliche Teil der Südstrecke weist 6 Fahrspuren von je 3,65 m Breite mit einem 4,25 m breiten Mittelstreifen und mit 3,20 m breiten Randstreifen auf.

Die Decke ist für eine Achslast von 10 t berechnet. Jede Fahrspur ist für 1500 Fahrzeuge/h bemessen.

Es wird besonders zum Ausdruck gebracht, daß dieses Autobahnssystem kein Allheilmittel für alle Verkehrskrankheiten von Atlanta sein kann. Andere Verkehrsadern müssen noch gebaut werden, der Massenverkehr ist zu verbessern, Parkgelegenheiten sind zu schaffen und alle bekannten Maßnahmen zur Verkehrsregelung müssen angewendet und zur vollen Wirkung gebracht werden. Es wird gefordert, daß hierfür ein Programm für die nächsten 20 bis 25 Jahre aufgestellt wird.

Für deutsche Verhältnisse sollten wir erkennen, daß auch wir durch sorgfältige und umfassende Verkehrserhebungen, -analysen und -voraussagen die Grundlagen für unsere Planungen schaffen müssen und daß ein stufenweiser Ausbauplan aufgestellt wird, der auch schon in seinen Teilabschnitten ein Optimum an Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit gewährleistet.

[Nach M. E. Cox, L. H. Lyle, R. C. Tate und B. P. McWhorter: Civil Engineering, 24 (1954) Nr. 3, S. 141 bis 149.]

J. Schlums, Hannover.

Der Hafen von Caen

Der im Jahre 1857 in Betrieb genommene Seekanal von Caen nach dem Ärmelkanal hat der Stadt eine wesentlich bessere Wasserverbindung verschafft, als sie bis dahin durch den gewundenen Lauf des Orne-Flusses bestand. Es wurde

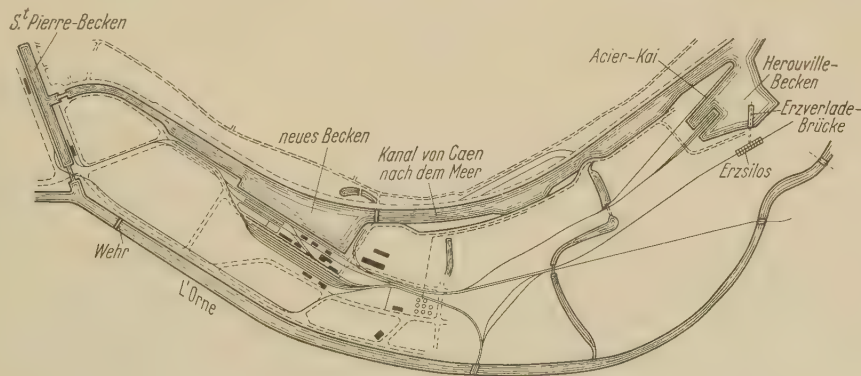


Abb. 1. Plan des oberen Kanalabschnitts mit den einzelnen Hafenbecken.

Bordsteinen, oder sie haben eine 4,88 m breite befestigte Fahrbahn zwischen beiderseits je 0,61 m breiten Schnittgerinnen. Es wurden sowohl Zementbeton- als auch bituminöse Decken verlegt. An den Einmündungsstellen verjüngen sich die Fahrbah-

dadurch möglich, am Kanal entlang Hafenbecken anzulegen. Über Caen wurden ursprünglich fast nur landwirtschaftliche Erzeugnisse aus dem Departement Calvados in der Normandie ausgeführt. Der Handel und Wandel war zu Anfang unbe-

deutend, doch die Ausfuhr aus den reichen Erzlagern und den Hüttenwerken sowie die Einfuhr von Kohlen steigerten die Entwicklung der Hafenanlagen beträchtlich.

Der Kanal beginnt an der Mündung der Orne. Zwei Leitwerke begrenzen die Einfahrt. Der seeseitige Vorhafen steht durch zwei Kammerschleusen mit dem Kanal in Verbindung, eine jetzt unbenutzte kleinere und eine größere von reichlich 180 m Länge und 18 m Breite; diese faßt Schiffe von 5—6000 t. Dem Betrieb kommt die doppelte Flutwelle zustatten, so daß sich der Hochwasserstand auf etwa $2\frac{1}{2}$ Stunden ausdehnt. Der Kanal hat eine Länge von 14 km zwischen den Eingangsschleusen und dem obersten Hafenbecken. Er ist auf der durchgehenden Strecke nur einschiffig mit einer Sohlenbreite von 20

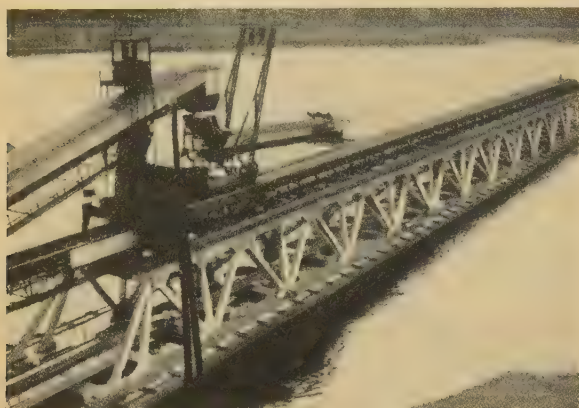


Abb. 2. Bild der Erzverladebrücke.

und 25 m, in den Kurven wurde diese auf 35 m erweitert. Die Deiche sind so angelegt, daß durch einfache Baggerungen eine Breite von 37,25 m hergestellt werden kann und damit die Durchfahrt von 7500-t-Schiffen bei Stauwasser und geöffneter Schleuse zuläßt. Gekreuzt wird der Kanal durch 6 Drehbrücken und eine Rollbrücke, von denen mit Ausnahme von 2 Straßenüberführungen sämtliche Brücken im Jahre 1944 zerstört wurden. Der Kanal wird nicht durch Seewasser gespeist, sondern am oberen Ende durch den Orne-Fluß; den Wasserstand regelt ein Wehr mit Hubschützen im Flußlauf etwas unterhalb der Abzweigung des der Stadt am nächsten gelegenen Hafenteils. Der Hafen von Caen setzt sich aus 3 Becken zusammen; das älteste ist das Becken St. Pierre; das 2., das neue Becken genannt, hat eine Länge von 1 km; im 3., dem Becken von Heronville, befinden sich die Erz- und Kohlenumschlagsanlagen bei einer Wassertiefe von 8,75 m. Auf Abb. 1 ist der Gesamthafen im Plan dargestellt; er zeigt nur den oberen Lauf

des Kanals, also nicht die Einfahrtsschleusen an der Mündung der Orne. Abb. 2 gibt die Ansicht der Erzverladebrücke wieder, an der nur immer ein Schiff beladen werden kann, und zwar mit 1200 t in der Stunde; sie kann jedoch beiderseitig benutzt werden. Die Hafenanlagen sind reichlich mit Kranen von 3 t bis 25 t ausgerüstet. Es gibt in den einzelnen Hafenteilen öffentliche und private Kaischuppen, einen Getreidesilo und ein Kühlhaus.

Caen spielt in der Reihe der französischen Häfen keine überragende Rolle; der Hafen hat jedoch für den Verkehr mit europäischen und afrikanischen Plätzen eine nicht zu unterschätzende Bedeutung. Die Ausfuhr übersteigt die Einfuhr. Die französische Flagge der Schiffe ist die vorherrschende. Die während des Krieges zerstörten Anlagen sind zum größten Teil wieder hergestellt. Um das Wehr im Orne-Fluß neu aufbauen zu können, mußte die Verbindung des Kanals mit dem Fluß zeitweise unterbunden und die Becken von der See aus mit Wasser versorgt werden. Wenn auch verschiedene Baumaßnahmen noch nicht vollständig vollendet sind, hat der Hafen aber schon seinen Vorkriegs-Umschlag wieder erreicht. Bei den Ausbesserungen bot sich Gelegenheit, Verbesserungen und Ergänzungen vorzunehmen. Von Bedeutung ist der Bau eines Erzkais im Becken von Heronville. Er erhielt eine Länge

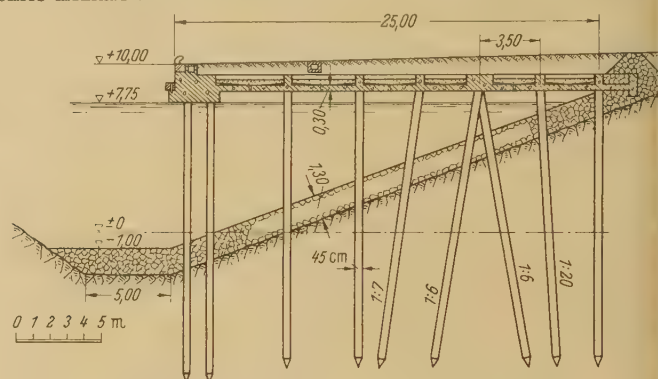


Abb. 3. Querschnitt durch den Erzverladekai.

von 324 m und eine Breite von 25 m; er ist auf 45 cm starken Pfählen mit quadratischem Querschnitt gegründet, die eine durchweg 30 cm starke, am rückwärtigen Ende mit einem lotrechten Balken verankerte Platte tragen. Die Böschung unter der Platte ist mit Bruchsteinen befestigt. Als Schutz der Stirnmauer dient ein schwerer, leicht auswechselbarer Eichenbalken von 40 auf 40 cm. Abb. 3 ist ein Querschnitt durch die Mauer. Der Schüttboden auf der Platte hat eine solche Dicke, daß die Krane und Gleise beliebig verlegt werden können.

Für den Hafen von Caen besteht ein Lotsenzwang; da jedoch keine Schlepper vorhanden sind, müssen die Schiffe mit eigenem Geschirr verholen. Das Einfahren in die Schleuse am Ausgang des Kanals ist schwierig; man war deshalb gezwungen, Leit- und Haltedalben anzuordnen, die einen Stoß von 7500 t-Schiffen bei einer Fahrgeschwindigkeit von 15 cm/sec. aushalten können. Dalben aus Holz schied man aus, weil sie einen geringen Widerstand leisten, einer

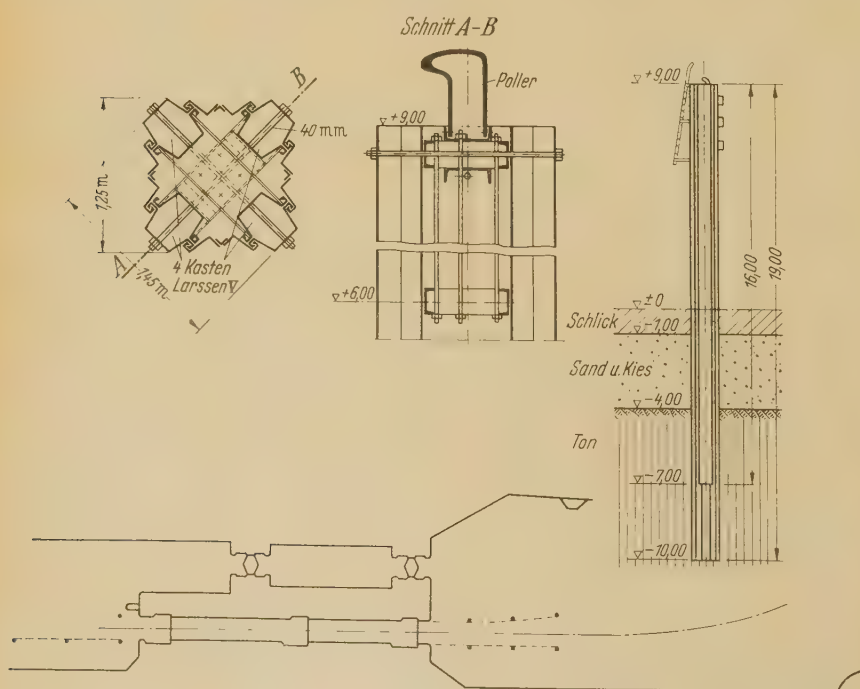


Abb. 4. Dalbe vor der Einfahrtsschleuse.

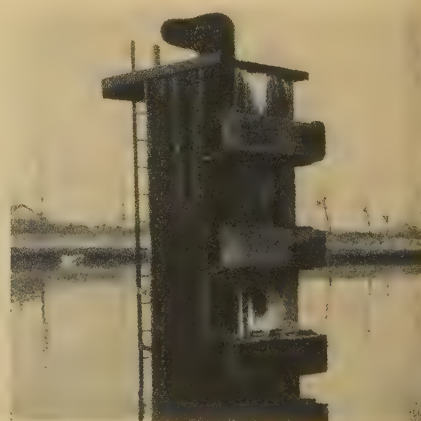


Abb. 5. Bild eines Dalbens.

orgfältigen Unterhaltung bedürfen und leicht faulen. Man entschied sich für Stahldalben, die aus vier Kasten von 19 m Länge bestehen. Sie sind aus je zwei Stahlbohlen gebildet, die elektrisch miteinander verschweißt wurden. Die Kasten sind unter sich durch vier Winkel aus 14 m langen Spundbohlen verbunden. Diese Bohlen aus Larssen V sind in der Längsrichtung aufgeschlitzt und mit Edkwinkeln verschweißt. Bei der Berechnung geht man bekanntlich davon aus, daß die lebendige Kraft des in Bewegung befindlichen Schiffs durch die elastische Formarbeit des Dalbens aufgezehrt werden muß. Um Verformungen zu vermeiden, wurden die Kasten bis zur Höhe von +8,0 mit Beton und bis zur Oberfläche auf +9,0 mit Sand ausgefüllt. Die Sohle des Vorhafens besteht aus einer etwa 1 m starken Schicht, darunter befindet sich bis -4,0 ein Gemisch von Sand und Kies; darauf folgt Tonboden. Einzelheiten sind aus Abb. 4 zu erkennen. Eine an der Rückseite des Dalbens angebrachte Leiter ermöglicht es der Schiffsbesatzung, Verhol- und Vertäutrossen am Poller auf dem Dalbenkopf festzumachen. Drei Eichenbalken dienen als Reibehölzer. Man hat festgestellt, daß sich der Dalbenkopf bei einem heftigen Anprall um 60 cm verschieben kann, ohne daß eine Verformung des Dalbens eintritt. Ein Beweis für seine gute Biegsamkeit. Abb. 5 zeigt das Bild eines Dalbens. [Nach A. Jouvencaux und M. Cancelloni in Travaux 38 (1954) No. 235, S. 325.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Der Stollenbau des Cachumaprojektes in Californien

Die Küste bei Santa Barbara nordwestlich von Los Angeles leidet unter Wassermangel. Das Cachuma-Projekt soll diesem Mangel abhelfen. Es besteht aus dem Cachuma-Damm, der den Santa-Inez-Fluß zu einem Stausee von $216 \times 10^6 \text{ m}^3$ aufstaut, und dem 10,24 km langen Tecolote-Stollen durch das Randgebirge. Der Stollen führt den größten Teil der jährlichen Wasserspende des Flusses von $40,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ zu einem der Küste parallel verlaufenden Kanal, der die Ländereien beiderseits der Stadt auf etwa 24 km Länge versorgt (Abb. 1).

Das bis 900 m hohe Küstengebirge besteht aus vielfach gefalteten und verworfenen Schichten des Tertiärs und der Kreide; mit Wasserandrang für den in etwa 200 m Höhe durchstoßenden Stollen war nach früheren Erfahrungen daher zu rechnen. Der Stollen wurde von beiden Seiten her zugleich aufgeföhren. Elf Monate wurde ohne Zwischenfall gearbeitet, dann erfolgte bei km 2,726 vom Einlaß her ein Wasser-Sand-Einbruch, und der Stollen füllte sich auf 60 m Länge mit Sand. Bei der Besichtigung des Schadens erfolgte eine Methangas-

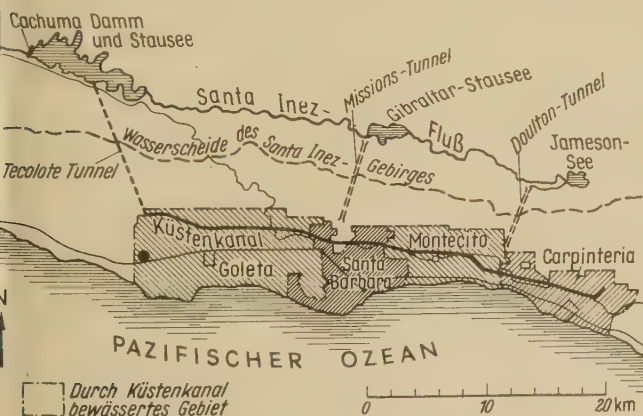


Abb. 1. Lageplan zum Cachuma-Projekt.

explosion; elf Personen erlitten leichtere Verbrennungen. Im Schutze eines Brustverbaues wurde die angeschnittene Sandlinse mit 4600 Sack Zement injiziert, außerdem wurde ein 215 m tiefes Bohrloch von 30 cm ϕ heruntergebracht und damit bei km 2,7 das Methangas abgeführt. Nach weiterem Vortrieb von 60 m Strecke war der Wasser- und Sandandrang überwunden und bis zum km 4,5 ereignete sich kein weiterer Zwischenfall.

Der Cachuma-Damm war inzwischen so weit fertiggestellt, daß bei der nächsten Abflußperiode der Stolleneingang überflutet sein würde, so daß der direkte Zugang nicht mehr benutzbar blieb. Deshalb wurde der Vortrieb eingestellt und die Stollenauskleidung begonnen. Erhebliche Verformungen des Gebirges und des Stollenquerschnittes machten jedoch zeit-

raubende Nacharbeiten erforderlich. Um nun nicht auf den Durchstich von der Mündungsseite her warten zu müssen, wurde der Zugang durch den Schützenschacht geleitet, nachdem die davorliegenden Ventile eingebaut und geschlossen waren. Um die Bewetterung zu verbessern, wurde das Hufeisenprofil des Stollens in ein Kreisprofil von 2,1 m ϕ umgewandelt und das Luttenrohr zum Oval zusammengedrückt in der Stollenwandung untergebracht.

Die Sohlenreinigung war in dem vom Transport aufgeweichten Gebirge sehr schwierig, soweit möglich erfolgte sie durch Aushub zwischen den Schwellen von Hand, der Rest wurde durch Einarbeiten von Kiessand verfestigt, womit eine gute Unterlage für die Stollenröhre geschaffen wurde. Ins-



Abb. 2. Fahrt zur Arbeitsstelle in wassergefüllten Wagen.

gesamt wurden 100 m zusammenfaltbare Stahlschalung verwendet, von der 50 m jeweils mit einem fahrbaren Jumbo durch die stehende Form hindurchgefahren wurden. Das trocken vorgemischte Betonmaterial wurde in Kübeln durch den 60 cm ϕ Ventilationsschacht neben dem Schützenschacht heruntergebracht, am Verwendungsort fertig gemischt und mit einer Betonpumpe durch einen 15 cm ϕ Schlauch, dessen Mündung stets einige Fuß tief im Frischbeton steckte, im Scheitel der Kalotte eingebracht und durch Schalungsfenster mit Innenrüttlern gerüttelt. Zum Schluß wurde das Luttenrohr mit Beton verpreßt.

Vom Auslaßportal kam man bei guten Gebirgsverhältnissen ohne Schwierigkeiten bis zum km 2,2875, wo sich ein Wassereinbruch mit $4,5 \text{ m}^3/\text{min}$ Ergiebigkeit einstellte. Zur gleichen Zeit trat im Küstengebiet eine erhebliche Wasserklemme ein, die zu Rationierungen zwang. Man leitete daher das Bergwasser nach einer Vorbehandlung in den nächstgelegenen Teil des Stadtnetzes von Santa Barbara und pumpte es über eine Verbindungsleitung in das Netz von Montecito.

Unter stetigem Wachsen des Wasserandranges wurde der Vortrieb fortgesetzt, bis bei km 3,42 vom Ausgangsportal her gerechnet ein neuer Wassereinbruch mit Sand erfolgte und die Schüttung bei $13,25 \text{ m}^3/\text{min}$ stationär blieb. Im Schutze einer flanschähnlichen Verbauung hinter der Brust versuchte man Zementinjektionen, aber erst ein zweiter Flanschschild, der 25 m zurück in etwas besserem Gebirge angesetzt wurde, hatte einigen Erfolg. Beim weiteren Vortrieb ergab sich, daß das Gebirge an jeder unbebauten Stelle dem Wasserdruck nachgab. Schließlich wurden beiderseits des Stollens in je 6,00 m Abstand Pilotstollen zur Abfangung des Wasserdrucks vorgeetrieben, die überraschenderweise in weit besseres Gebirge faßten, so daß es durch wechselweises Vortreiben gelang, die stark wasserführende gebräuchliche Zone zu durchfahren. Hier wurde dann sofort eine Verkleidung von 60 cm Stärke eingebaut, während für die normale Strecke ein 30 cm starker Mantel ausreichte. Unter dem Stollenmantel wurde eine gelochte Dränrohrleitung von 45 cm ϕ eingelegt, die anschließend in eine Stahlrohrleitung überging, welche durch das rückwärtige Flanschschild führte und mit einem Ventil versehen war. Durch diesen Anschluß an die Ableitung nach der Stadt konnte Pumparbeit erspart werden, da das Wasser unter eigenem Druck abfloß.

Der weitere Vortrieb brachte bei standfestem Gebirge Wasserdrücke bis 21 atü. Für eine 750 m lange Strecke mußten

daher 104 Zementinjektionen dem eigentlichen Stollenvortrieb vorangehen, wobei trotz aller Bemühungen der Wasserzufluß je m Vortrieb um 10 l/min anstieg, wobei erschwerend hinzu kam, daß die Temperatur von 29° C am Beginn der vorweg ausgekleideten Strecke nach 720 m auf 44,5° C gestiegen war. Die wachsenden Schwierigkeiten führten zu einer Unterbrechung der Arbeiten von 6 Monaten, während welcher neben neuen Plänen auch neue Bedingungen und weitere Unternehmerbeteiligung vereinbart wurden. Mit wesentlich vergrößertem Maschinenpark — Pumpen mit zusammen 38 m³/min, Ventilatoren mit insgesamt 130 m³/min, besonderen Kompressoren zur Luftkühlung und Luftrocknern — wurde die Arbeit wieder aufgenommen. Schon kurz darauf stieg der Wasserandrang auf 35 m³/min und die Wassertemperatur auf 47,2° C. Ohne den Versuch einer Injektion mit Zement zu wiederholen drängte man vorwärts. Es gelang, vor Ort erträgliche Temperaturen zu halten. Dem Wasser ließ man nach rückwärts freien Auslauf aus dem Stollen. Die Mannschaft wurde in Förderwagen, die mit Wasser von 30° C gefüllt waren, durch die heiße Zone befördert, kühle Abluft von Preßluftgeräten wurde nach vorne geblasen und 30grädige Duschen erlaubten am Arbeitsplatz gelegentliche Abkühlung.

Diese energische Taktik erwies sich als richtig. Schon bald nach der Überwindung der Stelle des max. Wasserandranges ließ dessen Menge und Temperatur nach, und beim Durchstich zur schon fertigen Einlaßstrecke am 15.1.1955 liefen nur noch 24 m³/min mit einer Temperatur von 30° zu. Von der Gesamtstrecke von 10,24 km waren an diesem Tage nur noch 5,4 km Wandung zu verkleiden. [Nach Civ. Eng. 25 (1955) Nr. 3, S. 142.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

Die gegenwärtige Entwicklung im Entwurf von Druckstollen und Fallschächten für Kavernenkraftwerke

Wenn auch bereits vor fast 50 Jahren als erstes Kavernenkraftwerk die Brechbergmühle in Deutschland in Betrieb ging, so ist doch erst in neuerer Zeit diese Kraftwerksform stärker in den Vordergrund getreten, bedingt durch Verbesserung der Stollenbautechnik und durch erheblichen Fortschritt im Bau von stählernen Druckrohrleitungen (Tabelle 1). Beispielsweise erforderte die Druckrohrleitung des Etzel-Kraftwerkes (Schweiz)

Tabelle 1. Kennzeichnende Daten einiger Druckrohrleitungen

Wasserkraftanlage	Land	Druckhöhe m	Durchmesser m	Rohrwanddicke mm	Stahlspannung kg/cm²
Handeck I	Schweiz	550	2,10	20	2,885
Innertkirchen	Schweiz	672,3	2,40	20	4,030
Innertkirchen Versuchsstollen	Schweiz	1500	2,20	10	16,500
Handeck II	Schweiz	463	2,15	12	4,150
Oberaar	Schweiz	531	1,65	13	3,380
Wassen	Schweiz	279,2	2,40	11	3,050
Gondo	Schweiz	490	1,60	17	2,300
Verbano	Schweiz	297	2,80	26	1,600
Piage-de-Vizille	Frankreich	142,5	3,50	11	2,270
Isère-Arc	Frankreich	152	3,70	16	1,750
Kemano	Kanada	790	3,35	49,3	2,670
Pfaffensprung	Schweiz	818,5	2,50	34	3,000
(geplant)					
Abjora	Norwegen	442	2,30	22	2,310
Lyse	Norwegen	630	2,00	18	3,500
Tafjord	Norwegen	396	1,75	15	2,410
Rössaga	Norwegen	245	2,80	23	1,500

noch 6400 t Stahl, dagegen wurden für das neuere Kraftwerk Innertkirchen trotz höherer Wasserdrucke bei sonst gleichen Verhältnissen nur 1300 t Stahl für Rohrleitungen eingebaut. Während noch im Jahre 1948 für eine Druckrohrleitung als größtmögliche Leistung 500 000 PS genannt wurden, so ist dieses Maß bei der Kemano-Anlage (Kanada) bereits überschritten und neueste Projekte sehen bereits Leistungen über 1 000 000 PS für nur eine Leitung vor (Tabelle 2).

Nach hydrodynamischen Gesichtspunkten können die Ausbauformen für Kavernenkraftwerke wie folgt aufgeteilt werden:

- 1. Unterwasserkanal als Freispiegelstollen, oberwasserseitig ein Wasserschloß (Abb. 1 a).
- 2. Unterwasserstollen unter Druck, Wasserschloß, oberwasserseitig ohne Wasserschloß (Abb. 1 b).
- 3. Stollen vor und hinter der Turbine unter Wasserdruck, zwei Wasserschlösser (Abb. 1 c).

Tabelle 2. Leistung aus Wasserkraft bei verschiedenen Fallschächten.

Baujahr	Anlage	Fallhöhe m	Durchfluß/ Schacht m³/s	Leistung	
				je Fallschacht PS	gesamt PS
1942	Innertkirchen	672	40	325 000	325 000
1947	Lumiei	480,6	16,5	77 000	77 000
1951	Santa Giustina	183	22,2	142 500	142 500
1952	Santa Massenza	590	70	200 000	200 000
1952	Handeck II	463	30	154 000	154 000
1953	Isère-Arc	152	50	90 000	180 000
1954	Montpezat	634	22	162 000	162 000
1954	Kemano	790	196	560 000	2 240 000
Konstr.	Bersimis	253	416	1 600 000	1 600 000
Proj.	Roselend	1171	50	660 000	660 000
Proj.	Pfaffensprung	820	30	245 000	980 000
Konstr.	Grande-Dixence	872	45	390 000	390 000
Konstr.	Mauvoisin	459	23	170 000	170 000
Konstr.	Snowy-Montain T1	336	128	270 000	540 000

- 4. Während normaler Betriebsbedingungen ist der Unterwasserkanal ein Freispiegelstollen, kann aber bei besonderen Abflußverhältnissen zum Druckstollen werden. In dem Fall übernimmt ein Wasserschloß den Druckausgleich (Abb. 1 d).
- 5. Stollen ober- und unterwasserseitig unter Druck, infolge kurzer Leitungen ohne Wasserschlösser (Abb. 1 e).

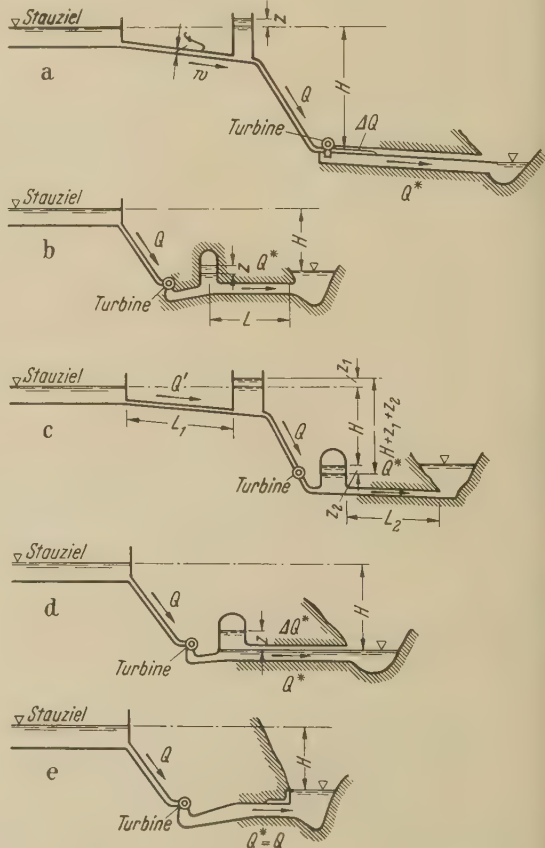


Abb. 1. Verschiedene Möglichkeiten für den Bau von Kavernenkraftwerken.

Bei der Entwurfsbearbeitung einer Anlage sind diese Varianten auf ihre wirtschaftliche und technisch günstigste Lösung zu untersuchen, der planende Ingenieur muß entscheiden, ob die Verwendung von Reaktions- oder Freistrahlturbinen mit horizontaler oder waagrechter Welle, ob Absperrschieber oder

Drosselklappen im Krafthaus oder in einer besonderen Schieberkammer und ob Umspannerstationen in der Kaverne oder als Freiluftschaltanlage zweckmäßiger erscheinen. Die ersten brauchbaren Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Gebirgsdruckes, darunter auch die Theorie von Heim, entstanden zur Zeit der großen Alpentunnel (St. Gotthard und Simplon). Interessant ist die Entwicklung für stahlgepanzerte Druckrohre. Anfangs blieben bei der Bemessung der Stahlrohre der Druckanteil des die Panzerung umgebenden Betons und des Felsens unberücksichtigt. Dann wurden in den Jahren 1925/30 Beziehungen entwickelt, in denen die Abhängigkeiten der relativen Elastizitäten der Panzerung, des Betons und des Gesteins zum Ausdruck kamen. All diesen Überlegungen lag die Annahme zugrunde, daß die durch den Wasserinnendruck p mögliche Dehnung des Stahlrohres teils durch den Beton und teils durch den Fels verhindert wird (Abb. 2). Mit p_b als radial gerichtetem Druck des Stahles auf den Beton und mit p_s dem Druck des Betons auf den Fels beträgt die Zugspannung

$$\sigma = (p - p_b) \cdot b / e,$$

wenn b der Radius des Stahlrohres und e seine Wanddicke bedeuten. Die Dehnung des Rohres von $\Delta b = \sigma b / E$ muß auch der des Betons entsprechen. Aus diesen beiden Beziehungen können die Werte für p_b und p_c und damit auch die Druck- und Zugspannungen σ_r und σ_t für jeden Abstand R vom Mittelpunkt 0 berechnet werden. Für einen Druckstollen oder Fallschacht ist dann genügend Betriebssicherheit vorhanden, wenn die Spannungen an jedem Punkt des Stahlrohres, des Betons oder des Gesteins unterhalb der zulässigen Spannungswerte des entsprechenden Materials liegen.

Für die Hinterfüllung des Druckstollens zwischen Stahlrohr und Fels wird heutzutage im allgemeinen nur noch verdichteter, homogener und wasserdichter Beton verwendet. Als zweckmäßige Lösung hat sich beispielsweise beim Kemano-Kraft-

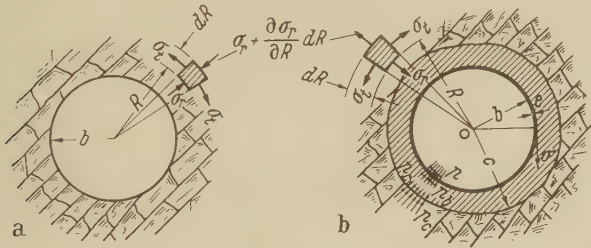


Abb. 2. Spannungsverteilung. a) im Fels bei ungepanzerten Stollen, b) bei Panzerung, Beton und Fels.

werksbau das Prepakt-Verfahren erwiesen. Der Raum zwischen Fels und Panzerung wird mit Steinen in der Körnung von 2,5 cm bis 7,5 cm, die durch ein 25 cm liches Rohr eingebracht werden, ausgefüllt. Von je vier auf gleicher Höhe in der Panzerung liegenden Füllstützen wurde dann der jeweilige Abschnitt mit Pumpbeton bis auf 2,10 m über den Füllöffnungen hinterpreßt und danach auf die nächst höhere der drei Füllstützengruppen umgehängt.

Der zur Panzerung verwendete Stahl entspricht normaler Handelsgüte. Gewisse Schwierigkeiten bereitet es, die Rohrstoße im Stollen zu schweißen. Die Überprüfung der Schweißnähte wird mit Hilfe der Röntgenographie sehr erleichtert, bei der Kemanoanlage verwendet man Kobalt-Isotope.

Gesunder Fels kann sehr hoch belastet werden, so nahm der Granit beim Urseren-Kraftwerk Drücke bis zu 2000 kg/cm² auf. Abb. 3 zeigt die Mohrschen Kreise für gesundes Felsstück für eine Druckkraft von $\max \sigma = 300 \text{ kg/cm}^2$. Wenn eine Querkraft in der Größe von $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$ auftritt, können die Druckkräfte bis auf 600 kg/cm² bei einer möglichen Zugbelastung des Gesteins von 60 kg/cm² ansteigen.

Durch Bau eines Stollens wird die Druckverteilung im Fels gestört. Wirkt bei einem kreisförmigen Stollen ohne Innendruck ($p = 0$) die Last aus Eigengewicht (Gebirgsdruck) und ruft sie die Pressung p^* am Umfang des Tunnels in nur lotrechter Richtung hervor, so nehmen die Kräfte in Höhe der Achse $0y$ den Wert $\sigma_r = 0$, $\sigma_t = 3p^*$ an (Abb. 4 a). Wird eine Komponente normal zur Wirkungslinie von p^* eingeführt, dann werden (Abb. 4 b)

$$\sigma_t < 3p^*,$$

auf einem horizontalem Durchmesser

und

$$\sigma_t > -p^*,$$

auf einem lotrechten Durchmesser.

Handelt es sich bei p^* um eine hydrostatische Belastung ($p_x = p_y = p^*$), werden (Abb. 4 c) $\sigma_r = 0$, $\sigma_t = 2p^*$. Die folgenden Betrachtungen setzen die Theorie von Heim voraus. Bezeichnet σ_{el} die Elastizitätsspannung, dann ist Standsicherheit bei $\sigma_{el} > \sigma_t = 2p^*$ vorhanden.

Beim Bau des gepanzerten Druckstollens der Anlage Handeck I ergab sich ein wichtiges Problem. Nachdem der Stollen für kurze Zeit unter vollem Druck stand und danach

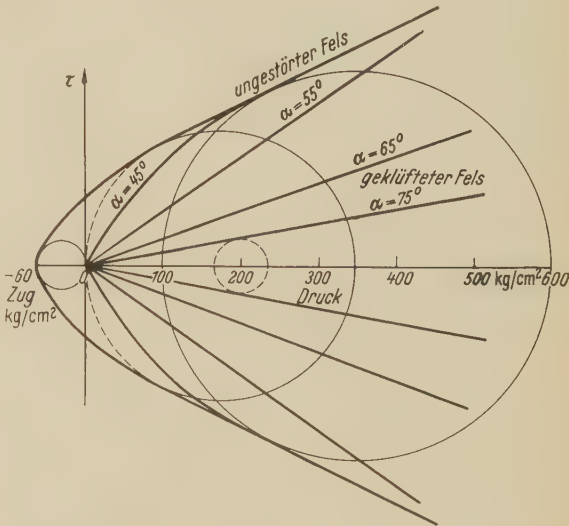


Abb. 3. Mohrsche Kreise für Fels.

wieder völlig entlastet wurde, ergaben sich bei der Begehung einige Abschnitte, in denen die Panzerung durch den Außenwasserdruck nach innen ausgebeult worden waren. Neben anderen hat Dubas ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Panzerung unter der Annahme entwickelt, daß die Panzerung erst dann beult, wenn die Elastizitätsgrenze erreicht ist. Sind die Bewehrung und die Ankereisen auf dem Umfang senkrecht zur Stollenachse angeordnet, bedeutet 2Φ der Zentrumswinkel zu zwei benachbarten Verankerungen (Abb. 5 a) und erreichen im Punkt A die Druckkräfte den Grenzwert, dann beult die

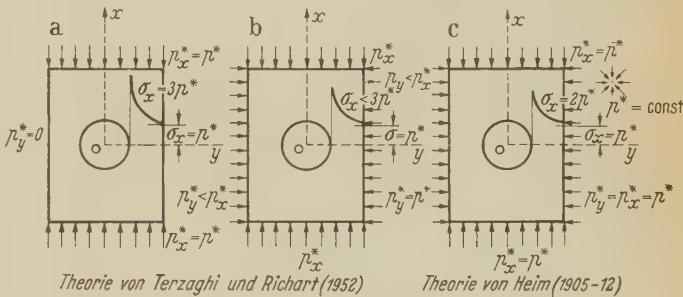


Abb. 4. Gebirgsdruck bei einem leeren Druckstollen.

a) Gebirgsdruck p^* parallel zu $0x$; b) Gebirgsdruck $p_y < p_x^*$; c) Gebirgsdruck $p^* = p_x^* = p_y^*$.

Panzerung aus, wenn das Blech nicht kürzer als auf die Länge $l = 2\alpha r$ durch den Beton gehalten wird, dabei bezeichnet 2α den Zentrumswinkel der Beullänge l . Es ergeben sich dann die Beziehungen

$$\alpha^3 = \frac{6pr}{eE} \Phi$$

und

$$\sigma_{cr} = \frac{2\alpha^2 r^2}{e^2} p'_{cr} = \sigma_{el},$$

aus denen die kritische Belastung p'_{cr} berechnet werden kann. Diese Untersuchungen fanden ihre Auswertung in einem unveröffentlichten Bericht der Electricité de France, in dem nachgewiesen wird, es sei besser, die Verankerungen oder Rippen

auf den Umfang des Zylinders anzuordnen (Abb. 5 b). Neben dem Vorteil, diese Versteifung dann berechnen zu können, bleibt als weiterer ihr Gewicht gegenüber anderen Lösungen sehr niedrig.

Die Abmessungen der Kaverne werden durch die Größe und Anzahl der Generatoren und der ganzen Anordnung bestimmt. Bei Verwendung von vertikalen Fancisturbinen kommt

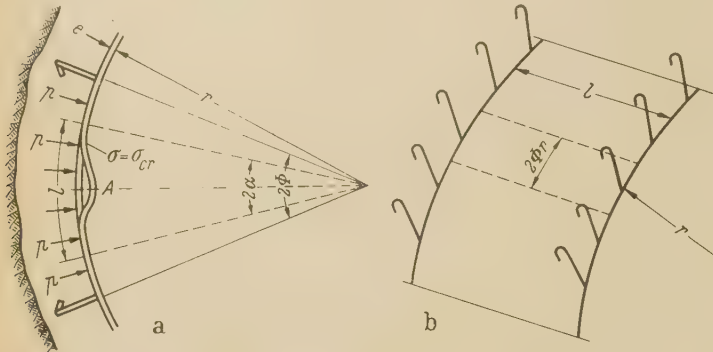


Abb. 5. Beulung der Panzerung. a) Beulgefährdung; b) Verankerungen der Panzerung gegen Beulen.

man meistens mit kleineren Ausbrüchen für die Verschlüsse und Verteilerleitungen aus. Die Umspanner befinden sich manchmal an der gleichen Kaverne wie die Generatoren (Innertkirchen, Isère-Arc), können aber auch in einer besonderen Kaverne, die parallel zur Hauptkaverne (Vinstra, Soverezenze) verläuft oder in deren Nähe liegt (Harspränget), untergebracht werden. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die

Umspannerstation über der Hauptkaverne anzuordnen (Kran- gende). Auf Grund italienischer Erfahrungen ist es bei größeren Längen der Übertragungskabel von 250 bis 300 m zur Freiluft- anlage billiger, die Umspanner in der Kaverne aufzustellen. In Norwegen wird es aus militärischen Gründen vorgezogen, sie dem Schutz des Felsens anzuvertrauen. Die Drosselklappen be- finden sich entweder in der Hauptkaverne oder aber bei hohem Wasserdruck oberwasserseitig in einer besonderen, abgetrennten Kammer.

Beim Ausbruch der Kaverne können verschiedene Arbeitsverfahren zur Anwendung gelangen. In letzter Zeit ist aber zu beobachten, daß Länder wie Frank- reich, Schweiz und auch Italien mehr und mehr die in Schweden oder Amerika übliche Bauausführung übernehmen.

Normalerweise wird mit Ausbruch und Betonie- rung des Firstgewölbes begonnen, danach folgt der weitere, nach unten fortschreitende Ausbruch der Kaverne auf ganzer Breite oder in tiefen Einschnit- ten an den Wänden mit einem erst später auszu- brechenden Kern.

Die Wände aus Beton binden gewöhnlich in den Fels ein. Die norwegischen Ingenieure lassen dagegen meistens zwischen Wand und Fels einen Zwischen- raum von 0,5 bis 1,0 m, um durch Belüftung das Gestein trocken zu halten. Handelt es sich um gesunden Fels, dann wird manchmal auf eine zusätzliche Betonwand verzichtet und das nackte Gestein bleibt sichtbar. Ist mit horizontalem Gebirgsdruck zu rechnen, werden die Seitenwände aus Beton bewehrt und bei hohen Drücken zylindrisch, elliptisch oder auch paralolisch ausgeführt. [Nach The Institution of Civil Engineers, Part. I (1955) Nr. 2, S. 116.]

Dr.-Ing. Wickert, Dortmund.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Schumann, Dr. Walter: Theoretische und experimen- telle Untersuchungen über das de Saint-Venantsche Prinzip, speziell mit Anwendung auf die Plattentheorie (= Publications du Laboratoire de Photoélasticité, École Polytechnique Fédérale, Zürich, Prof. Dr. H. Favre, No. 6). 84 S., Gr. 17 · 24 cm, mit 69 Abb. Zürich: Verlag Leemann 1955. Geh. 10,40 sfr.

Nach dem Prinzip von Saint-Venant (1854) erzeugen statisch gleichwertige Belastungen in einem elastischen System praktisch die gleichen Spannungen und Verformungen, wenn man nur Punkte betrachtet, die „genügend weit“ von dem bel- asteten Bereich entfernt sind.

Die vorliegende Arbeit gibt eine eingehende Untersuchung der Grundlagen des St. Venant'schen Prinzips sowie der allgemeingültigen Zusammenhänge, besonders im Hinblick auf die Anwendung des St. Venant'schen Prinzips auf dünne Platten. Eine qualitative Behandlung ist im Falle der dünnen Platte mit Hilfe der Green'schen Funktion möglich. Z. B. das Abklingen der Biegemomente in der Platte läßt sich mit- tels der Ableitungen des „Green'schen Tensors“ darstellen. Die letzteren können aber mittels einer photoelastischen Me- thode bestimmt werden. Die experimentellen Untersuchungen beziehen sich auf das Beispiel einer quadratischen Platte, die an zwei gegenüberliegenden Seiten eingespannt, an den beiden übrigen Rändern frei ist.

Die Lektüre dieser Arbeit kann allen an den Grundlagen der Elastizitätstheorie interessierten Ingenieuren empfohlen werden.

F. Schleicher, Dortmund.

Säger, Dr.-Ing. W.: Der Einfluß des Kriechens und Schwindens in Spannbeton-Konstruktionen. 175 S., Gr. DIN A 5, mit 27 Abb. Düsseldorf: Wernervlag GmbH. 1955. Kart. 13,20 DM, Hblbn. 15,— DM.

In der Praxis des Spannbetons ist es i. a. üblich, die Ein- wirkungen von ϕ bzw. $\phi + s$ auf die Vorspannkkräfte zu ap- proximieren:

1. Mehrere Vorspannstränge werden zu einem resultieren- den Strang zusammengefaßt.

2. Wenn bei statisch unbestimmten Systemen die Vorspann- kräfte äußere Zwängungskräfte hervorrufen, werden diese Zwängungskräfte als Konstante behandelt.

Die Approximation zu 1. ergibt zwar in der Regel praktisch ausreichende Mittelwerte, kann aber, wenn sich die einzelnen Stränge allzuweit von ihrer Schwerlinie entfernen, zu Fehlern in den einzelnen Strangkäften führen. Hierauf hat schon Knittel: Bauing. 29 (1954), S. 15, aufmerksam gemacht.

Die Approximation zu 2. wird wohl in den allermeisten praktisch vorkommenden Fällen ausreichend genaue Ergebnisse liefern.

Behandelt werden Systeme ohne Verbund — aus didak- tischen Gründen, obwohl sie praktisch ohne Belang sind —, und Systeme mit Verbund bzw. mit nachträglichem Verbund. Außerdem werden noch sog. nachträglich geänderte Systeme untersucht; hierunter sind solche verstanden, die zunächst statisch bestimmt hergestellt werden, um Zwängungen bei Ein- tragung der Vorspannkkräfte zu vermeiden und danach durch ge- eignete konstruktive Maßnahmen eine statisch unbestimmte Lagerung erhalten.

Der Wert des Buches liegt mehr auf didaktischem als prak- tischem Gebiet. Der Stahlbetoningenieur, der tiefer in die mit dem Kriechen und Schwinden zusammenhängenden Probleme vorgespannter Konstruktionen eindringen will, wird das Buch mit Gewinn lesen.

A. Mehmel, Darmstadt.

Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V., Berlin. 28. neu- bearbeitete Aufl., Gr. 14 · 18,5 cm. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1955.

Band I: Theoretische Grundlagen. 1668 S., mit 1409 Abb. Gzln. 36,— DM.

Es ist hier nicht möglich, den reichen Inhalt erschöpfend zu würdigen. Es sei deshalb lediglich der Inhalt angedeutet, insbesondere soweit er für den Bauingenieur wichtig ist.

Der 1. Abschnitt Mathematik (237 S.) ist erheblich er- weitert. 2. Technische Physik (187 S.) enthält Ausführun- gen über Einheiten, Elektrizität, Akustik, Optik. 3. Wärme (141 S.). 4. Schwingungen (75 S.) berichtet u. a. über den Schutz gegen Erschütterung und gegen Schallübertragung. 5. Mechanik (195 S.) umfaßt u. a. auch die Mechanik plasti- scher Körper sowie die der unelastischen und der elastischen Flüssigkeiten. 6. In der Festigkeitslehre (182 S.) findet man nicht nur Ausführungen, die zur Baustatik überleiten, z. B. über den durchlaufenden Träger oder über den Momenten-

ausgleich nach Cross, sondern auch über Festigkeitsprüfung und über zerstörungsfreie Werkstoffprüfung, 7. Die Stoffkunde (412 S.) vereinigt die Angaben über die Eigenschaften und die Verwendung der wichtigsten Werkstoffe. 8. Meßtechnik (103 S.). Den Abschluß bildet ein Anhang über Währungen, Maße, Maßvergleichstabellen usw. Besonders erwähnt sei auch das umfassende Sachverzeichnis (46 S.).

Der Tradition der Hütte gemäß sind Erfahrungen und Wissen auf möglichst breiter Front erfaßt. Bei der Abgrenzung der Gebiete wird niemals kleinlich verfahren: In dem Abschnitt Mathematik findet sich z. B. ein Kapitel (2 S.) „Alte gelöste und ungelöste mathematische Probleme“, das mit einer Warnung an die Laien abschließt, sich mit „unnützen Grübeleien“ zu befassen.

Band V B: Verkehrstechnik B und Vermessungstechnik. 588 S., mit 634 Abb. Gzln. 56,— DM.

Dieser Band enthält die Eisenbahntechnik (445 S.) mit den Abschnitten Eisenbahnbetrieb, Eisenbahnbau, Eisenbahnfahrzeuge, Bezirks- und Nahverkehrsmittel, Zahnradbahnen, Leichtbau- und Energiefragen des Verkehrs, sowie die Vermessungstechnik (126 S.) und ein Sachverzeichnis (17 S.).

Die beiden Bände erfüllen die Zielsetzung, „aus möglichst allen technischen Fachgebieten sowohl für den praktisch als auch für den wissenschaftlich tätigen Ingenieur alles grundsätzlich Wichtige zu bringen ... und den Benutzer auch über die Entwicklung und die Erfahrungen anderer Fachgebiete leicht und schnell zu unterrichten“. F. Schleicher, Dortmund.

Zerna, Dr.-Ing. W., Privatdozent an der Techn. Hochschule Hannover: **Spannbeton.** Eine Einführung in seine Theorie. 99 S., Gr. DIN A 5, mit vielen Abb. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH. 1953. Hlbn. 10,— DM.

Die Zernasche Schrift stellt die Ausarbeitung einer Vorlesung dar, die der Verfasser an der T. H. Hannover hält, und hat eine Einführung in die Theorie des Spannbetons zum Ziel. Konstruktive und praktische Fragen treten zurück. Es werden in 3 Abschnitten behandelt: Übersicht über Begriff und Wesen des Spannbetons, die Baustoffe und theoretische Grundlagen.

Allen denen, die sich über die Grundlage des Spannbetons orientieren wollen, sei die klar und knapp geschriebene Abhandlung bestens empfohlen. A. Mehmel, Darmstadt.

Johannson, Dr.-Ing. Johannes: **Das Cross-Verfahren.** Die Berechnung biege-fester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleichs. 2. völlig umgearb. Aufl. von Dipl.-Ing. Günter Raczat. XII, 168 S., Gr.-8°, mit 161 Abb. u. 38 Rechenbeispielen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1955, Geb. 17,40 DM.

Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß das Iterationsverfahren von Cross schon heute Allgemeingut aller derjenigen Ingenieure ist, die mit Statik zu tun haben. Eine

ganze Reihe von Arbeiten sind in der letzten Zeit erschienen mit dem Ziel, dieses an sich schon einfache Verfahren noch weiter zu vereinfachen. Leider muß die Verkürzung der Rechenarbeiten meistens mit einer verlorengegangenen Klarheit der Rechnung in Kauf genommen werden.

Die vorliegende 2. Auflage des Buches von Johannson bringt zunächst die Grundbegriffe des Cross-Verfahrens mit den Ableitungen der Steifigkeiten und Übertragungszahlen. Die Handhabung des Verfahrens wird für normale und verkürzte Schreibweise an praktischen Beispielen für Durchlaufträger und einfache Rahmentragwerke erläutert. Auch das Verfahren des zweistufigen Ausgleichs von Dašek hat wieder Aufnahme gefunden, ebenso zeigt der Verfasser die Rechenvorteile bei Ausnutzung der Symmetrie. Weiter werden verkürzte Rechenverfahren auch für verschiebbliche Tragwerke an vollständig durchgerechneten Zahlenbeispielen vorgeführt; es wird gezeigt, wie man Temperaturunterschiede berücksichtigt und wie man Einflußlinien auch bei Traggliedern mit veränderlichem Trägheitsmoment zeichnen kann.

Für eine nächste Auflage wäre zu empfehlen, die Literaturangaben nicht nur auf das „im Text zitierte Schrifttum“ zu beschränken, da dadurch wertvolle Arbeiten unerwähnt geblieben sind.

Das Buch ist klar geschrieben, die Beispiele sind sinnvoll ausgewählt, besondere statische Vorkenntnisse sind nicht erforderlich. Es ist zu wünschen, daß auch die 2. Auflage recht viele Freunde finden möge.

K. Hirschfeld, Aachen.

Brauns, Prof. Dr. R., und Chudoba, Dr. Karl F., ord. Prof. der Mineralogie und Petrographie der Universität Bonn: **Allgemeine Mineralogie** (= Sammlung Göschel Band 29). 9. erw. Aufl., 104 S., Gr. DIN A 6, mit 107 Abb., 1 Tafel und 2 Tabellen. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1955. Geh. 2,40 DM.

Brauns, Prof. Dr. R., und Chudoba, Dr. Karl F., ord. Prof. der Mineralogie und Petrographie der Universität Bonn: **Spezielle Mineralogie** (= Sammlung Göschel Band 31). 9. erw. Aufl., 133 S., Gr. DIN A 6, mit 105 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1955. Geh. 2,40 DM.

Zinkahn, Dr. Willy, Ministerialrat, und Leutz, Dipl.-Ing. Hermann, Oberregierungsrat, beide im Bundesministerium für Wohnungsbau: **Luftschutz-Richtlinien.** 1. Band: Luftschutz im Städtebau, Schutzraumbauten. Textsammlung mit Sachverzeichnis (= Sonderausgabe aus **Zinkahn-Leutz: Kommentar zum Luftschutzrecht**). XII, 164 S., Gr. DIN A 5. München/Berlin: C. H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung. 1955. Kart. 5,80 DM.

75 Jahre Polensky & Zöllner, 1880—1955. Ein Rückblick, bearbeitet von Dr.-Ing. Günther Werner-Ehrenfeucht, Regierungsbaumeister a. D., Persönlich haftender Gesellschafter der Bauunternehmung Polensky & Zöllner. 156 S., Gr. DIN A 4, mit vielen Abb.

Richtlinien für die Ermittlung der Vorhaltekosten bei Stahlbaugeräten (Stahlbaugerätebuch. Fassung vom 10. März 1955 lt. Erlaß des Herrn Bundesministers für Wirtschaft I B 4 — F 1 — 8527/55 vom 20. Juni 1955. Montagegeräte, -maschinen und -gerüste). 237 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1955. DM 22,50.

Verschiedenes

Ministerialdirigent J. Kayser 65 Jahre

Der Leiter der Abteilung Verkehr im Ministerium für Wirtschaft und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, Ministerialdirigent Josef Kayser vollendete am 10. Oktober 1955 sein 65. Lebensjahr. In Bonn geboren, studierte er an den Universitäten Bonn und Berlin und an der Technischen Hochschule Charlottenburg und bestand nach Teilnahme am 1. Weltkrieg 1920 die Regierungsbaumeister-Prüfung.

Schon in jungen Jahren wurde Kayser zu schwierigen technischen Arbeiten herangezogen, u. a. beim Bau der Untergrundbahn in Berlin und des Küstenkanals. Seine Tätigkeit im öffentlichen Dienst begann K. beim Tiefbauamt der Stadt Aachen und wurde dann Hilfsarbeiter des Vortragenden Rates für Landstraßenbau und Wassersachen im Oldenburger Ministerium des Innern; zugleich hielt er Vorlesungen als Dozent an der Ingenieur-Akademie zu Oldenburg. Die Stadt Emmerich wählte ihn 1925 zu ihrem Ersten Beigeordneten. Er hat sich große Verdienste um diese Stadt erworben, die ihn nur ungern scheiden ließ, als er 1928 zu der Verwaltung des Provinzialverbandes der Rheinprovinz berufen wurde, um sich als Provinzialbaurat dem Straßenbau zu widmen.

Durch seine Tätigkeit als Vorstand der rheinischen Landesbauämter Prüm, Aachen, Siegburg und im 2. Weltkrieg vorübergehend auch Krefeld, Trier und Koblenz hat er am Auf- und Ausbau des rheinischen Straßennetzes wesentlichen Anteil. 1945, nach Beendigung des zweiten Weltkrieges, wurde K. Referent für das Straßen- und Brückenbauwesen in der Abteilung Verkehr und öffentliche Arbeiten im Oberpräsidium der Nordrheinprovinz und gleichzeitig Dezernent der Provinzialstraßenverwaltung. Als ihm dann nach der Gründung des Landes Nordrhein-Westfalen 1946 die Leitung der gesamten Straßen- und Brückenbauverwaltung des Landes über-



tragen wurde, erwartete ihn die große Aufgabe, das durch den Krieg weitgehend zerstörte Straßennetz des Landes wiederherzustellen und über 1000 Brücken, darunter 11 große Rheinbrücken, wiederaufzubauen. Nur eine Persönlichkeit wie Kayser, die nicht nur über außergewöhnliche Sachkenntnis, Tatkraft und über große praktische Erfahrungen verfügt, sondern die es auch versteht, das rein Technische mit dem Wirtschaftlichen zu verbinden, konnte einen solchen Wiederaufbau leiten. Es ist ihm gelungen, das stark zerstörte Straßennetz des Landes Nordrhein-Westfalen in kurzer Zeit wieder benutzbar zu machen. Ganz besonderer Dank aber gebührt K. für den schnellen Wiederaufbau der Rheinbrücken, durch den die Verbindungen zwischen den beiden Rheinufem wiederhergestellt und die unterbrochenen wirtschaftlichen Beziehungen wieder angeknüpft werden konnten.

Ende 1953 wurde Kayser die Leitung der Abteilung Verkehr im Ministerium für Wirtschaft und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen übertragen, so daß er jetzt neben dem Straßenbau auch die übrigen Verkehrszweige führt. K. ist u. a. Mitglied des Vorstandes und mehrerer Ausschüsse der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen und Mitglied des Kuratoriums des Oberprüfungsamtes für die höheren technischen Verwaltungsbeamten und Prüfer für das Fach „Straßenbau“. Zahlreiche Veröffentlichungen auf dem Gebiete der Technik und der Verwaltung haben K. im In- und Ausland bekannt gemacht.

Mögen ihm noch recht viele glückliche Jahre beschieden sein!

Dr.-Ing. G. Merkle 60 Jahre alt

Am 29. September 1955 beging Dr.-Ing. Gustav Merkle, Direktor der AHI-Bau, Düsseldorf, seinen 60. Geburtstag.

Nach dem 1. Weltkrieg, den er als Infanterie-Offizier mitmachte, studierte M. an der TH. Karlsruhe und bestand sein Diplomexamen mit einer bei Engesser durchgeführten Diplomarbeit. Nach einer ersten praktischen Tätigkeit von 1922 bis 1924 beim Ingenieurbüro Ludin in Karlsruhe war er von 1924 bis 1927 Assistent am Institut von E. Probst in Karlsruhe, wo er auch promovierte. Nach einer Tätigkeit als Unternehmerringenieur bei der Firma Gebrüder Huber in Breslau übernahm er als Baudirektor die Leitung der Bauabteilung der Bergwerksgesellschaft G. v. Giesche's Erben in Breslau. Das Ende des Krieges sah ihn als Volkssturm-Bat.-Führer bei der Verteidigung Breslaus und in der Folge in russischer Gefangenschaft. Dank seiner körperlichen und seelischen Stärke überstand er die Gefangenschaft ohne nachteilige Folgen. Heute ist er als Direktor der AHI-Bau, Düsseldorf, tätig.

Dem Jubilar, der auf dem Höhepunkt seines beruflichen Schaffens steht, wünschen seine zahlreichen Freunde, daß ihm noch lange seine jugendliche Frische, seine Leistungsfähigkeit und sein Humor erhalten bleiben.

A. Mehmel, Darmstadt.

E. Marquardt †

Die Technische Hochschule Stuttgart verliert mit dem am 21. Juli 1955 im Alter von 67 Jahren verstorbenen o. Professor Dr.-Ing. Erwin Marquardt einen Gelehrten von hohem Rang. Aber auch in der Fachwelt der gesamten Wasserwirtschaft, der Raumforschung und Landesplanung hinterläßt sein Tod eine empfindliche Lücke.

M. studierte an den Techn. Hochschulen Stuttgart und Danzig und promovierte zum Dr.-Ing. an der Techn. Hochschule Stuttgart mit einer Arbeit über die Methoden des Flußbaus.

Schon vor dem ersten Weltkrieg bewährte sich Marquardt als Diplomingenieur in vielseitiger, fruchtbarer und erfolgreicher Berufstätigkeit. Am 13. Mai 1915 kehrte er schwerverwundet aus dem Weltkrieg zurück und widmete sich als Regierungsbauführer und Stadtbaurat der Stadt Brün in Böhmen Bebauungs- und Entwässerungsplänen großen Ausmaßes. In den Jahren 1919—1922 konnte M. weitere große Aufgaben als Baurat beim Ministerium des Innern in Stuttgart verwirklichen, so die Bearbeitung vieler Ortsbaupläne und die Beratung bei verschiedenen Wasserkraftvorhaben. In der darauffolgenden Zeit hat M. als Leiter der Entwurfs- und Neubauabteilung Wesentliches zur Verbesserung und Erneuerung der Wasserversorgung der Stadt München beigetragen. Seine damals schon große wissenschaftliche Bedeutung beweist die ausgedehnte Gutachterstätigkeit, u. a. die Ausarbeitung eines Gutachtens für die Schweizerische Bundesregierung über die Korrektur des schweizerisch-vorarlbergischen Rheines.

Dieser Zeit erfolgreicher praktischer Ingenieurstätigkeit folgte am 1. September 1938 die Berufung als ordentlicher Professor für Städtebau und städtischen Tiefbau an die Technische Hochschule Berlin. Marquardt wurde damit Nachfolger von Geheimrat Brix und hatte diesen Lehrstuhl sowie das Seminar für Raumplanung, Städtebau und Gemeinde-technik bis 1945 inne. Auch in dieser Zeit stellte er seine reiche wissenschaftliche und praktische Erfahrung in den Dienst der Praxis auf dem Gebiet der Hydraulik, Städtehygiene, Wasserversorgung und des Verkehrs.

Nach dem Zusammenbruch 1945 war Marquardt zunächst Referent beim Innenministerium für die französische Besatzungszone von Württemberg und Hohenzollern. Im Jahr 1947 erfolgte die Ernennung zum Leiter des Referates Wasserwirtschaft beim Verwaltungsamt für Wirtschaft. Am 1. Mai 1948 wurde er als ordentlicher Professor für Wasserbau und Wasserwirtschaft an die Techn. Hochschule Stuttgart berufen, wo er bis zu seinem Tode als erfolgreicher und bedeutender akademischer Lehrer wirkte.

Nur einige der vielen Ehrungen und Anerkennungen der wissenschaftlichen Verdienste Professor Marquardts können hier erwähnt werden, so 1934 die Ernennung zum einzigen deutschen Mitglied der Association of Water Engineers in New York und die Ernennung zum Vizepräsidenten der Akademie für Raumforschung und Landesplanung. Weiter wurde er Ehrenmitglied des „Deutschen Vereins der Gas- und Wasserfachmänner e. V.“ und Mitglied vieler anderer wissenschaftlicher Gesellschaften und Akademien.

Der Unterzeichnete hatte Gelegenheit, der Verleihung des Verdienstkreuzes des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland an Marquardt beizuwohnen und durfte erleben, wieviel Verehrung dem viel zu früh verstorbenen Wissenschaftler und Forscher auch als Persönlichkeit entgegengebracht wurde.

P. Böss, Karlsruhe.

Th. Pöschl †

Dr. techn. Theodor Pöschl, emeritierter ord. Professor für Mechanik und angewandte Mathematik, ist am 1. Oktober 1955 im 74. Lebensjahr auf einer Vortragsreise in Italien gestorben. P. lehrte seit 1928 an der TH. Fridericiana Karlsruhe, vorher an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag. Die Lebensarbeit von P. galt den technischen Anwendungen auf dem Gesamtgebiet der Mechanik, die er in ungewöhnlicher Tiefe und Weite beherrschte.

75 Jahre Polensky & Zöllner

Am 24. 9. 1955 beging die Bauunternehmung Polensky & Zöllner ihr 75jähriges Jubiläum.

Sie wurde 1880 von den Herren Gustav Polensky (1846—1908) und August Zöllner (1846—1902) in Driesen/Neumark gegründet. Sie betätigte sich zunächst vorwiegend auf dem Gebiet des Eisenbahn- und Wasserbaues. Schon im ersten Jahrzehnt ihres Bestehens wurde sie mit der Ausführung mehrerer Lose des damals begonnenen Nord-Ostseekanals betraut. Dieses Ereignis war für die Entwicklung der Firma richtungweisend, es gab auch den ersten Anlaß für den Aufbau eines leistungsfähigen Geräteparks. Die Firma gewann so auf dem Gebiet großer Erdbewegungen für den Bau von Eisenbahnen, Wasserstraßen und Häfen bald eine große Bedeutung.

Nach dem ersten Weltkrieg wurde das Gebiet des Beton- und Stahlbetonbaues mit größerer Intensität betrieben. Schon Ende der 20er Jahre waren erhebliche Leistungen im konstruktiven Ingenieurbau aufzuweisen. Um 1930 begann die Firma, auch im Ausland Fuß zu fassen und betätigte sich mit Eisenbahnbauten in Jugoslawien, Bergbauarbeiten in Rumänien, Hafenbauarbeiten in Frankreich und an der Großglockner-Hochgebirgsstraße. Bei der Schaffung der Reichsautobahnen war die Firma sowohl im Erdbau wie in der Her-



stellung von Betonfahrbahndecken und von Brückenbauwerken führend tätig. Im Talsperrenbau bilden der Bau der Saale-Talsperre bei Hohenwarte in Thüringen und der Bau der Talsperren der Tauernkraftwerke am Großglockner Marksteine in ihrer Geschichte.

Die Folgen des zweiten Weltkrieges wirkten sich sehr ungünstig aus, weil die Firma ihren Stammsitz in Driesen und ihre östlich der Oder und in der Sowjetzone gelegenen Niederlassungen und Hauptwerkstätten sowie einen erheblichen Teil ihres Geräteparks einbüßte. Der Arbeit aller ihrer Mitarbeiter ist es zu verdanken, wenn sie ihren Platz unter den führenden Firmen der Bauindustrie behauptet hat.

Die schweren Jahre nach dem Kriege waren für sie ein Ansporn zu ihrer weiteren Entwicklung in der Ausgestaltung ihres Geräteparks wie auch auf dem konstruktiven Gebiet in der Entwicklung eines eigenen Spannbetonverfahrens. Die Firma wandte sich von 1946 ab auch dem bis dahin kaum gepflegten Geschäftszweig des Hochbaues mit steigendem Erfolg zu.

Nach dem Ableben der Gründer wurde die Firma von den drei Söhnen des Herrn Gustav Polensky zu einer führenden Bauunternehmung Deutschlands weiterentwickelt, die sich auch im Ausland einen ansehnlichen Ruf erworben hat. 1939 wurde die Firma in eine Kommanditgesellschaft umgewandelt. Herr Dr.-Ing. E. h. Fritz Polensky steht mit anderen, meist aus der Firma hervorgegangenen geschäftsführenden Gesellschaftern an der Spitze des Unternehmens, das gemäß seiner Tradition auch weiterhin bemüht ist, die alte Geltung der deutschen Bauindustrie wiederherzustellen und zu vergrößern.

Ernennung

Herr Dr.-Ing. Rudolf Barbré, bisher Oberingenieur der Firma August Klönne, Dortmund, wurde mit Wirkung vom 1. 9. 1955 zum planmäßigen ordentlichen Professor auf den Lehrstuhl für Berechnen und Entwerfen im Stahlbau an der Technischen Hochschule Braunschweig berufen.

Der Ingenieur in Europa

Zum II. Internationalen Kongreß der FIANI

Die Fédération Internationale d'Associations Nationales d'Ingénieurs (FIANI) wird vom 2. bis 14. Oktober 1956 in Zürich/Schweiz den II. Internationalen Ingenieur-Kongreß veranstalten. Der Kongreß soll unter dem Thema „DER INGENIEUR IN EUROPA“ stehen. Jeder der hierbei besonders hervorzuhebenden drei Gesichtspunkte soll zur Ausarbeitung eines Gesamtberichtes dienen, welcher nach Kenntnisnahme der von den „Nationalen Mitgliedern“ vorgelegten Sonderberichte zu jedem Nebenthema erstellt werden muß.

Deutschland, vertreten durch den Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine, hat die Ausarbeitung und Generalberichterstattung zu folgendem Nebenthema übernommen:

Nur in einem vereinten Europa, dessen Wirkungsfeld und Markt von keiner Grenze durchzogen wird, können die Nutzungen aus dem beachtlichen Fortschritt der Technik und der beachtlichen Stärke der Industrie sich völlig auswirken und eine Besserung der materiellen und sozialen Lebensbedingungen eines jeden Europäers unmittelbar nach sich ziehen.

Frankreich wird den folgenden Gesichtspunkt ausarbeiten: Als Diener der Wissenschaft und Herren der Technik, zu deren Hauptwesenszug es gehört, keine Grenzen zu kennen, haben die Ingenieure mehr noch als alle anderen die Aufgabe, aktiv an der Bildung Europas teilzunehmen und an den europäischen Aufgaben, die in ihren Tätigkeitsbereich fallen, tatkräftig mitzuarbeiten.

Spanien hat das Nebenthema übernommen: Die Lösung zahlreicher Probleme, die gerade die Ingenieure interessieren (Gleichwertigkeit der Diplome, freie Ausübung des Berufes, vereinte Bemühungen in der technisch-wissenschaftlichen Forschung, freier Austausch von Gedanken und der daraus hervorgehenden Kenntnisse, Austausch technischen Personals usw.), stößt augenblicklich auf nationalen Partikularismus und die daraus resultierenden starken Kräfte. Die gewünschten Lösungen kann man nur von entscheidungsberechtigten Institutionen in einem tatsächlich verwirklichten Europa erwarten, und die Ingenieure dürfen diesen Institutionen ihre Mithilfe nicht versagen.

Sowohl die Sonderberichte als auch die Gesamtberichte können in der Sprache des Berichters abgefaßt sein; sie werden von der FIANI und dem Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein ins Französische bzw. ins Deutsche übersetzt. Der

Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein hat die Veröffentlichung der drei Gesamtberichte übernommen und wird auch ihre Verteilung an die verschiedenen „Nationalen Mitglieder“ und an die ihnen zugehörigen Ingenieure durchführen.

Das Gesamthema und die Nebenthemen werden zu Vorberichten ausgearbeitet, aus denen sich während des Kongresses Referate und Diskussionen ergeben sollen. Solche Referate und Diskussionen werden in Arbeitsgemeinschaften durchgeführt werden, durch Vorträge von führenden Mitgliedern verschiedener europäischer Organisationen — wie der Montanunion, dem Europarat und dem Europäischen Wirtschaftsrat — ergänzt und auf einer Schlußsitzung, in der die Ergebnisse des Kongresses klargelegt und sich daraus ergebende Wünsche geäußert werden sollen, zusammengefaßt.

Ein Programmentwurf über den Ablauf des Kongresses wird demnächst bekanntgegeben werden. Die Teilnahme an dem Kongreß steht allen deutschen Ingenieuren offen, soweit sie Mitglieder einer der im Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine zusammengeschlossenen Organisationen sind.

Verkehrsmöglichkeiten im Winter

Die ATA, die italienische Mitgliedsorganisation der FISITA (Fédération Internationale des Sociétés d'Ingénieurs et de Techniciens de l'Automobile) kündigt an das II. Internationale Treffen für die Verkehrsmöglichkeiten im Winter, Sestriere, 10. bis 13. Januar 1956.

Thema: Schnee und Nebel im Land- und Luftverkehr.

Außer einem theoretischen Teil sind praktische Vorführungen von Maschinen und Flugzeugen auf den Schneefeldern von Sestriere beim Flughafen von Caselle vorgesehen. Die ATA wurde mit der Durchführung des Vortragsprogramms beauftragt. Nähere Auskunft erteilt die VDI-Pressestelle, Düsseldorf.

Wettbewerb 1954

zum Bau einer Rheinbrücke oder eines Tunnels in Köln im Zuge Klappergasse—Gotenring

Zu obengenanntem Wettbewerb gingen 39 Brückenentwürfe und 7 Tunnelentwürfe ein.

Vom 22. bis 24. 9. 1955 tagte das Preisgericht. Ihm gehörten an: Ministerialrat Dr.-Ing. Klingenberg als Vorsitzender, Oberbürgermeister Dr. Schwering, Oberstadtdirektor Dr. Adenauer, Beigeordneter Dr. Kleppe, Oberbaudirektor Schößler, Oberbaudirektor Pecks, Dr. Schmitt, Ministerialdirigent Kayser, Wasserstraßendirektor Wiener, Bürgermeister Burauen, Stadtverordneter Pflitsch, Stadtverordneter Binot, Stadtverordnete Frau Schulte, Stadtverordnete Dr. Bohse, Prof. Dr.-Ing. Klöppel, Prof. Dr.-Ing. Stein, Dr.-Ing. Leonhardt, Prof. Bonatz, Prof. Dr.-Ing. Schwarz.

Nach Beschluß des Preisgerichtes hatte der Wettbewerb folgendes Ergebnis:

1. Preis in Höhe von 25 000,— DM.

Kennwort: Kleiner Balken II.

Dortmunder Union Brückenbau-Aktiengesellschaft, Dortmund.

Wayss & Freitag A.G., Niederlassung Köln.

Mitarbeiter: Architekt BDA. Theodor Kelter, Köln; Dr.-Ing. Hellmut Homburg, Hagen/Westf.

2. Preis in Höhe von 20 000,— DM.

Kennwort: Kontrapunkt.

Stahlbau: Gutehoffnungshütte Sterkrade A.G.

Tiefbau: Heinrich Butzer, Köln; Hochtief A.G., Köln; Strabag Bau-A.G., Köln-Deutz.

Gestaltung: Dipl.-Ing. G. Lohmer, Arch. BDA., Köln. Verkehrsplanung: Dipl.-Ing. G. Hinterleitner, Köln.

3. Preis in Höhe von 15 000,— DM.

Kennwort: Perforata I.

Dyckerhoff & Widmann K.G., Köln.

Dipl.-Ing. Gerd Lohmer, Arch. BDA., Köln.

Ankäufe in Höhe von je 8000,— DM erhielten: (ohne Rangfolge)

Kennwort: Freie Bahn.

Stahlbau: August Klönne, Dortmund; Johannes Dörnen, Dortmund.

Tiefbau: Siemens-Bauunion GmbH., Zweigstelle Köln.

Architektonische Gestaltung: Architekt Dipl.-Ing. W. J. Silberkuhl, Essen.

Verkehrsplanung: Dipl.-Ing. Albrecht, Köln.

Kennwort: Bedacht.

C. H. Jucho, Dortmund, unter Mitwirkung der Bauunternehmung Ed. Züblin & Cie., A.G., Duisburg.

Baurat a. D. Ernst Nolte, Architekt BDA., Köln.

Kennwort: Alarich I.

Stahlbau: Louis Eilers, Hannover, unter Mitwirkung des Architekten Reg.-Baudirektor Clemens Weber und dessen Mitarbeitern Reg.-Baum. Hans Heid, München und Dipl.-Ing. Helmut Gebhard, München.

Tiefbau: Ed. Züblin A.G., Duisburg in Bietergemeinschaft mit Müller-Froitzheim, Köln, Schöttle & Schuster, Köln, Pilgram, Köln.

Kennwort: Großer Balken II.

Dortmunder Union Brückenbau-Aktiengesellschaft, Dortmund.

Wayss & Freitag A.G., Niederlassung Köln.

Mitarbeiter: Architekt BDA. Theodor Kelter, Köln; Dr.-Ing. Hellmut Homberg, Hagen/Westf.

Kennwort: Freier Strom.

Stahlbau: August Klönne, Dortmund; Johannes Dörnen, Dortmund.

Tiefbau: Siemens-Bauunion GmbH, Zweigstelle Köln.

Architektonische Gestaltung: Architekt Dipl.-Ing. W. J. Silberkuhl, Essen.

Verkehrsplanung: Dipl.-Ing. Albrecht, Köln.

Von den Tunnelentwürfen erhielt einen Ankauf in Höhe von 15 000.— DM der Entwurf

Kennwort: Novum.

Peter Bauwens, Bauunternehmung, Köln, unter Hinzuziehung der Spezialfirmen Dr.-Ing. Paproth & Co., Tiefbauunternehmung, Krefeld.

Druckluftarbeiten: Siemens-Schuckertwerke A.G., Niederlassung Köln.

Be- und Entlüftung: Siemens & Halske A.G., Niederlassung Köln, Verkehrssicherungsanlage.

Eine Aufwandsentschädigung von je 3000.— DM erhielten die Tunnel-Entwürfe:

Kennwort: Gotentunnel.

Hochtief Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, Essen. Architekt P. F. Schneider, BDA., Köln.

Kennwort: Rheingold.

Philipp Holzmann Aktiengesellschaft, Zweigniederlassung Köln.

Dyckerhoff & Widmann, Kommanditgesellschaft, Niederlassung Köln.

Entlüftungsentwurf: Dr.-Ing. H. H. Kress, Stuttgart-Bad Cannstatt, Daimlerstraße 39.

Federführend für die gemeinsame Bearbeitung: Philipp Holzmann Aktiengesellschaft, Zweigniederlassung Köln.

Kennwort: Rheinlandtunnel.

Grün & Bilfinger A.G., Mannheim. Akademiestraße 2—8.

Die Entwürfe werden im Staatenhaus der Kölner Messe in der Zeit vom 20. 10. bis 6. 11. 1955 öffentlich ausgestellt.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Baumaschinen der ABC

Die Allgemeine Maschinengesellschaft, Gerhard L. Pottkämper KG., Börsingfeld, zeigte auf der Technischen Messe Hannover 1955 die Erzeugnisse der Allgemeinen Baumaschinengesellschaft m.b.H., Hameln.

Zu dem bekannten Betonstraßenfertiger VAS 54, der, wie Versuche ergaben, bis zu 50 cm starke Betondecken in einmaligem Übergang verdichtet und auch für Verdichtungsarbeiten des Planums und der Frostschuttschicht sich eignet, wurde eine Zusatzeinrichtung in Form einer ölbeheizten, die Palettenwalze umschließenden Wärmehaube entwickelt, um das Verlegen von Schwarzdecken zu ermöglichen.

Zur Ausnützung der vollen Leistungsfähigkeit des Gerätes im Betonstraßenbau ist der Einsatz eines Betonverteilers erforderlich;



Abb. 1. Fowler-Diesel-Raupenschlepper Typ VFA mit ABC-Anhänge-Vibrationswalze Type AW 25.

ein solcher steht in der Type BV für die gleiche maximale Arbeitsbreite von 7,5 m zur Verfügung.

Der kleinere handgesteuerte Betonstraßenfertiger vom Typ HF, für Arbeitsbreiten von 1,5—5 m besitzt gleichfalls eine hohe Verdichtungswirkung und zeichnet sich durch einfache Bedienung, leichte Transportmöglichkeit und große Wirtschaftlichkeit aus, so daß sich vielseitige Verwendungsmöglichkeiten für dieses Gerät auch im Autobahnbau finden.

Die für Verdichtungsarbeiten kleineren Umfanges sich gut eignenden Plattenrüttler wurden in verschiedenen Ausführungsarten vorgeführt. Neben den mit einem Vibrator ausgerüsteten Platten PV 400, PV 600 sowie der Leichtvibrierplatte LPV, wurde die Hochleistungsvibrierplatte PV 2, die zwei Vibratoren besitzt und erstmals durch einen Dieselmotor angetrieben wird, sowie die in der Grundplatte durch die Auspuffgase beheizbare Mehrzweck-Vibrierplatte SPV gezeigt; sie gestattet neben der Boden- und Betonverdichtung auch den Einsatz im Schwarzdeckenbau z. B. bei Reparaturarbeiten. Mit der leichten, handlichen Vibrierbohle VB steht ein Kleingerät zur Verdichtung von Betondecken und von Planum und Frostschutz-

schichten zur Verfügung. An Grabenverdichtungsgeräten wurden die Typen GV und GSV vorgeführt. Das Vibrationswalzenbauprogramm wurde durch eine neue 3,5 t schwere Tandemwalze erweitert; das Gerät, das durch einen luftgekühlten 18 PS-Dieselmotor angetrieben wird, besitzt eine hydraulische Zusatzlenkung und 3 Vorwärtsgänge und 1 Rückwärtsgang. Neben dieser neuen Type SW waren die 1,6 t schwere Einradwalze VW, die gleichschwere Tandemwalze TW und das größere Tandemmodell VWT mit einem Gewicht von 2,3 t, sowie die Anhängewalzen AW 15 und AW 25 mit Gewichten von 1,8 bzw. 2,9 t ausgestellt. Die Anhängegeräte eignen sich besonders in schwierigem Gelände, auf hohen Schüttungen und losen Böden. Die Frequenz aller Geräte ist in weiten Grenzen regelbar. Das verhältnismäßig niedrige Betriebsgewicht, die große Wendigkeit, der leichte Transport, die einfache Bedienung und die hohe Verdichtungswirkung, besonders auf losen, im Kornaufbau weitgehend abgestuften Böden sowie auf Schotter, sind wesentliche Vorzüge dieser Vibrationswalze.

Bei den beiden ausgestellten Betonfugenschneidern handelt es sich einmal um eine Standardmaschine mit einer Fugensäge, die von Hand vorwärts bewegt wird, auf einer Schiene läuft und sich zum Einschnitten von Dehnungs- und Scheinfugen eignet und beim zweiten Modell um ein Gerät zum Einschnitten von Markierungslinien und Zebrastrichen in Beton- oder Schwarzdecken.

Der vollautomatisch arbeitende Schwarzdeckenfertiger Typ SF läuft auf einem Raupenfahrwerk, das vorn den Materialaufnahme-kübel trägt, der während der Vorwärtsfahrt durch LKW's beschickt werden kann, die an die Druckrollen des Kübels rückwärts heranhelfen; ein kontinuierliches Arbeiten ist dadurch möglich. Das durch die Bodenöffnung des Kübels auf den Unterbau fallende Mischgut wird durch eine Rührwelle aufgelockert, durch einen verstellbaren Abstreifer auf die vorgesehene Arbeitsbreite und -höhe verteilt, und schließlich durch eine mit 20 Hz arbeitende Schlagbohle vorverdichtet. Abstreifer und Schlagbohle sind in einem Geräteträger aufgehängt, der in der Mitte des Raupenfahrwerks drehbar gelagert und am rückwärtigen Ende auf einer ölbeheizten Glättbohle abgestützt ist; er hält sich automatisch in der Waagrechten. Das 5,5 t schwere Gerät, für Arbeitsbreiten von 1,75—3 m geeignet, wird durch einen luftgekühlten 20-PS-Dieselmotor mit Geschwindigkeiten von 2,5—12 m/min vorwärts und 5,5 m/min rückwärts gefahren; die Stundenleistung beträgt etwa 30 t und die maximal zu verlegende Deckenstärke 140 mm.

Der im Juli 1954 herausgebrachte Schotterverteiler vom Typ SV, der sich auch zum Auslegen von Kies, Sand und Beton eignet, gleichfalls auf einem Raupenfahrwerk läuft und einen ähnlichen Aufbau besitzt wie der Schwarzdeckenfertiger, wäre ferner erwähnenswert.

Zu einem ausgesprochenen Mehrzweckgerät läßt sich die 22 PS starke Omnifax-Raupe durch 15 verschiedene Anbaugeräte gestalten. Mit einem Atlaslader oder einer anderen Ladeeinrichtung, einem Planierschild, Kompressor, einer Winde oder Pumpe ausgerüstet, stellt sie ein Universalgerät dar, das von kleineren und mittleren Bauunternehmungen bevorzugt wird, da die Anschaffungskosten gegenüber Spezialgeräten verhältnismäßig gering sind, und die Zusatzgeräte sich auch nach und nach anschaffen lassen.

Dipl.-Ing. Theiner, Aachen.



Stelcon
im Ausland

Holland
Belgien
Frankreich
Luxemburg
Schweiz
Österreich
England
Dänemark
USA

Mittelamerika
und Karibisches
Gebiet

Südafrika
Indonesien

Stelcon

INDUSTRIE-BODENBELÄGE
für jede Betriebsbeanspruchung



Stelcon

FRITZ EBENER
- INDUSTRIEBÖDEN

Hauptverwaltung: Essen, Alfredstraße 98, Stelcon-Haus
Telefon 7 18 51, Fernschreiber 0857 833

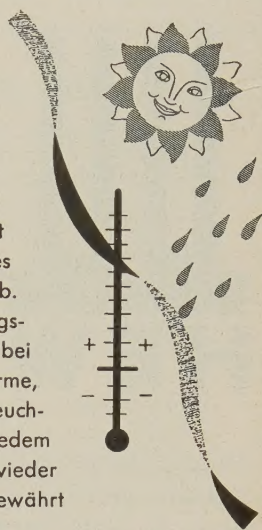
Stelcon-Werke: Neuß/Rhein-Hafen

6649

Sonne-Regen Hitze-Kälte

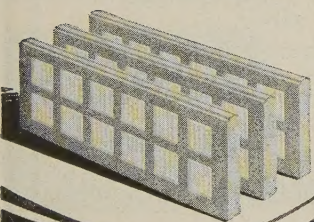
dürfen die Lackierer-Arbeit nicht aufhalten. Viel hängt dabei von der Wahl des richtigen Abdeckbandes ab. TESAKREPP 3 ist witterungsbeständig, haftet auch bei Kälte, erweicht nicht bei Wärme, ist unempfindlich gegen Feuchtigkeit und läßt sich bei jedem Wetter leicht und schnell wieder abziehen. TESAKREPP 3 bewährt sich das ganze Jahr.

Im Großhandel für Lacke und Werkstattbedarf



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG

... mehr *Licht* durch Rasselsteiner



- Glas-
- Stahl-
- Beton-
- Dielen

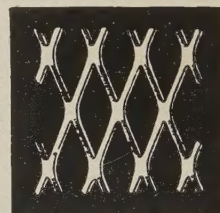
für Hallendächer,
Decken u. Lichtbänder

Bimsbausteinwerk Rasselstein

DER STAHL- UND WALZWERKE RASSELSTEIN/ANDERNACH A.G. NEUWIED/RH.

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

POLENSKY & ZÖLLNER



Hauptverwaltung FRANKFURT/Main

Niederlassungen an allen Hauptplätzen

Entwurf und Ausführung von

INGENIEURBAUTEN DES HOCH- UND TIEFBAUES

BETON- UND STAHLBETONBAU

SPANNBETON NACH EIGENEM VERFAHREN

STELLENANGEBOTE



Wir suchen
zum baldigen Antritt
für
unsere Hochbauabteilung
Bauingenieure
(TH oder HTL)
zur Durchführung
interessanter industrieller
Baufaufgaben.

Verlangt werden gute Kenntnisse und Erfahrungen in der Statik und Konstruktion des Stahlbeton- und Stahlbaues. Erwünscht sind Kenntnisse in Konstruktion, Bauleitung und Abrechnung.

Herren, die über entsprechende Erfahrungen verfügen und an einer ausbaufähigen Dauerstellung interessiert sind, werden gebeten, die üblichen Bewerbungsunterlagen mit Gehaltsforderungen unter dem Kennwort BAU bei unserer Personalabteilung einzureichen.

HAMBURGISCHE ELECTRICITÄTS-WERKE

Aktiengesellschaft

Hamburg 1, Gerhart-Hauptmann-Platz 48

Für die Bearbeitung von interessanten Aufgaben auf dem Gebiete des gesamten

Stahlhochbaues

suchen wir zum baldigen Eintritt einige erfahrene

**Dipl.-Ingenieure u. Ingenieure
als Konstrukteure**

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild bitten wir unter Angabe des Kennwortes „KO“ zu richten an

Gutehoffnungshütte Sterkrade AG

Abteilung G

Oberhausen/Rhld.

Als alteingesessene Kölner Firma mit großem Grundbesitz und Gebäuden suche ich zur Werksunterhaltung und Einrichtung einer Bauabteilung einen jüngeren, in Theorie und Praxis erfahrenen

Bau-Ingenieur

in Dauerstellung. Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Gehaltsansprüchen erbeten.

STAHLBAU ALBERT LIESEGANGKöln-Kalk
Postschließfach 45

Das Amt für Straßen- und
Brückenbau in Bremen sucht

2 Dipl.-Ingenieure

— Verg.-Gr. III TO. A —

und zwar: **1 Dipl.-Ing.**, der Erfahrung im Straßenbau — möglichst in Autobahnbau und -planung, Schwarz- und Betondeckenbau — hat. Behördenpraxis erwünscht.

1 jg. Dipl.-Ing. mit mehrjähriger Erfahrung im Brückenbau — möglichst Stahlbrückenbau — und vertraut mit dem Entwurf von Verbundträger- und Spannbetonkonstruktionen. Es besteht Aussicht auf spätere Übernahme in das Beamtenverhältnis.

Bewerbungen mit ausführlichem Lebenslauf, beglaubigten Zeugnisabschriften und Nachweis der bisherigen Tätigkeit bitten wir umgehend, spätestens bis zum 15. 12. 1955, an die

**Senatskommission für das
Personalwesen, Bremen,
Domshof 26,**

zu richten.

Für unsere Betriebsstelle Rötgen (Kr. Monschau) suchen wir einen

Betriebsstellenleiter

Die Betriebsstelle umfaßt 2 Talsperren (4,3 und 2,1 Mio. cbm Inhalt), 2 Wasserüberleitungsstollen, 1 Pumpwerk und eine moderne Filteranlage (außer Laboratorium).

Verlangt werden: Abgeschlossene Bauingenieurausbildung (HTL), möglichst Fachrichtung Wasserbau, Alter 30—40 Jahre, mehrjährige praktische Erfahrung, möglichst im Wasserwerksbetrieb.

Probezeit: 1 Jahr. Bezahlung erfolgt nach TO. A V mit Aufstiegsmöglichkeiten nach Gruppe IV. Außerdem werden für Dienstbereitschaft neben Dienstwohnung weitere Sachbezüge gewährt. Bei Eignung Dauerstellung.

Bewerber bitten wir um Einsendung ihrer Unterlagen mit lückenlosem Nachweis der bisherigen Tätigkeit, Zeugnisabschriften und Lichtbild bis spätestens 8 Tage nach Erscheinen dieser Ausgabe.

**Wasserwerk des Landkreises Aachen G. m. b. H.
Brand (Landkreis Aachen)**

Bei dem Bauaufsichtsamt der Landeshauptstadt Düsseldorf ist sofort die Stelle eines

Statikers**(Diplom-Ingenieur)**

zu besetzen. Bewerber müssen gute Kenntnisse auf dem Gebiete der Statik sowie mehrjährige Erfahrung in der Prüfung statischer Berechnungen, besonders im Stahlbetonbau, nachweisen können. Die Einstufung erfolgt nach Verg.-Gr. III TO. A.

Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild sowie lückenlosem beglaubigten Zeugnisnachweis über Schul- und Berufsausbildung an die **Stadtverwaltung Düsseldorf — Personalamt** — zu richten.

Dipl.-Ingenieur**Fachgebiet Betontechnologie**

insbesondere Massenbeton für Talsperren-, Straßen- und Flugplatzdecken- und Wasserbauten, umfassende Erfahrungen in Entwurf und Ausführung von Straßen- und Wasserbauten **sucht Wirkungskreis** mit Möglichkeit zu wissenschaftlichen Arbeiten.

Zuschriften erbeten unter „**Gediegene Kenntnis von Fremdsprachen**“ **Der Bauingenieur 1340**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Bautenschutz durch

PROLAPIN dichtet Mörtel u. Beton	PROLAN Betonverflüssiger	FLUATOL Schalungsmittel	OSITEX hellfarb. Schutzanstrich	ORKIT schwarzer Schutzanstrich	LITHURIN dichtet Fassaden farblos
--	------------------------------------	-----------------------------------	---	--	---

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

V E R S C H I E D E N E S

Baukonstrukteure! Baustatiker!

Studierende und bereits im Beruf stehende Ingenieure!

Wir stellen Ihnen Aufgaben aus allen Gebieten der Baustatik
— Stahlbau, Stahlbetonbau, Holzbau —

Wir geben Ihnen den Lösungsweg an.

Sie lösen die Aufgaben!

Wir korrigieren individuell.

Fordern Sie unseren Ausbildungsplan an.

Institut für bautechnischen Fernunterricht

Braunschweig, Ebertallee 47

Soeben erschienen:

Der Erdstaudammbau

Amerikanische Praxis

— Ein Handbuch der Praxis im Erdstaudammbau —

GEORGES POST

Ingénieur E.I.H.

PIERRE LONDE

Ingénieur Civil E.N.P.C.

Aus dem Französischen übersetzt und bearbeitet von

DIPL.-ING. HARALD HINTEREGGER

in Bauunternehmung Sager & Woerner GmbH, München

Vorwort zur Deutschen Ausgabe von

Prof. DIPL.-ING. DR. RICHARD JELINEK

Technische Hochschule München

Format: DIN A 5 - XXV, 320 Seiten, 64 Abbildungen, 18 Tabellen,
20 Fotoabbildungen, 5 Anhangseiten, Schriftumverzeichnis, Verzeichnis
der Fachausdrücke, ausführliches Sachverzeichnis.

Kaliko-Leinen DM 22.—

Das Buch enthält über 130 bodenmechanische Formeln

Zu beziehen durch:

Bauunternehmung Sager & Woerner GmbH.
München, Handelstraße 5

LUGATO

für wasserdichten
Beton und Putz

TREPINI

Abbinde-
beschleuniger

OTRINOL

Bitumen-
schutzanstrich

Büchtemann

Hamburg-Wandsbek · Helbingstraße 60/62

BEKANT
FÜR ZUVERLÄSSIGKEIT

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“,
„Hoesch 3“ und „Krupp KN III“ in den Längen
von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden

GEWINNAUSSCHÜTTUNG

Es lohnt sich

seine Lebensversicherung bei der „Hannoverschen“ abzuschließen. Für die Jahre seit 1948/49 (I) erhalten unsere Versicherten wieder hohe steigende Jahresgewinnanteile. Allein für das Jahr 1954 betrug der Gewinnanteil zu der (Durchschnitts-) Versicherung eines 35-jährigen mit 25-jähriger Laufzeit, wenn die Versicherung begann im Kalenderjahr

1954	1953	1952	1951	1950	1949
18,2%	20,2%	22,1%	24,1%	26,2%	28,3%

eines Jahresbeitrages.

Die 5 Gewinnanteile einer im Jahre 1950 abgeschlossenen Versicherung dieser Form haben insgesamt schon jetzt die Höhe eines Jahresbeitrages überschritten!

Besteht diese Versicherung bereits seit 1949, so erhöht sich die Gewinnausschüttung auf über 130% eines Jahresbeitrages!

Wir sind stolz auf diesen Erfolg.

Wer bis Ende 1955 eine Versicherung abschließt, erhält den ersten Gewinnanteil schon 1956.

Sie müssen den ersten Schritt tun; das gehört zu unserer „Hannoverschen Werbung“.

Darum schreiben Sie noch heute und fordern Sie unsere Druckstücke.

Hannoversche
Lebensversicherung auf Gegenseitigkeit
vormals Preußischer Beamten-Verein
Hannover · Postschließfach 555 J

Wer von

QUALITÄTSBETON

spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H

KARLSRUHE

POSTF. 200 TEL. 26823

Gegen Feuchtigkeit
und Wasserschäden
in Bauwerken aller Art

CERESIT

Sperrmörtel
Sperrbeton



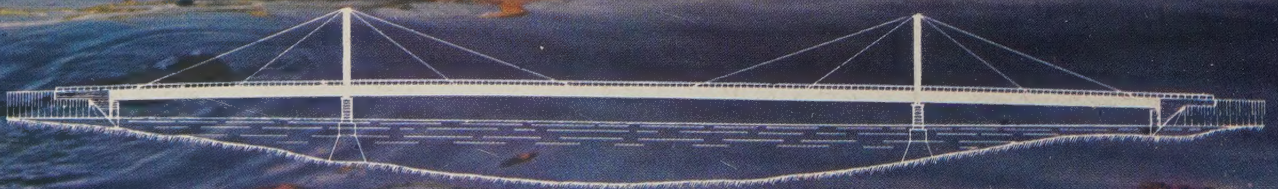
WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

1905 50 Jahre 1955

DEMAG



Die Montage der **STRÖMSUNDBRÜCKE** ist in Kürze beendet. Der erste Großbrückenbau, bei welchem das Schrägseilssystem mit vorgespannten Seilen zur Anwendung gelangt, nähert sich damit seiner Vollendung.



DEMAG AKTIENGESellschaft DUISBURG